



Escola Tècnica Superior d'Enginyers
de Camins, Canals i Ports de Barcelona
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN PARA UN AEROGENERADOR DE GRAN ALTURA



Autor: Herrando Germán, Víctor

Tutor: de la Fuente Antequera, Alberto

Junio, 2012

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar me gustaría dar las gracias a mi tutor Alberto de la Fuente, por conseguir que tras cada consulta aumente la ilusión por seguir trabajando y profundizar siempre un poquito más. Es de admirar, y por supuesto agradecer, la dedicación permanente que ha mostrado y la rapidez con que siempre ha atendido todas mis inquietudes respecto a este trabajo. También me gustaría dar las gracias a Gonzalo Ramos por sus varios consejos fundados en su enorme experiencia.

A mis amigos de ETOP con los que he compartido los años universitarios más intensos que podía imaginarme. Mención especial a Víctor Chavarrías y Elisa Romero, por ser lo más valioso que he encontrado en estos años de universidad y cuya amistad, a día de hoy, parece no tener límites.

Por último, gracias a mis padres y a mi hermano por su preocupación, por quererme incondicionalmente, por soportarme cuando más difícil ha llegado a ser y por darme la posibilidad de realizar estos estudios.

Optimización del diseño de la cimentación para un aerogenerador de gran altura

Autor: Herrando Germán, Víctor

Tutor: de la Fuente Antequera, Alberto

RESUMEN

En el diseño de la mayoría de estructuras se busca la consonancia entre diversos factores donde destacan en peso, funcionalidad y precio, dando por sentada la seguridad de la misma. Cualquier tipo de construcción ha de ser capaz de garantizar un adecuado comportamiento durante el periodo para el que es diseñada, y a su vez, debido a la naturaleza competitiva de nuestra sociedad, interesa optimizar su diseño en aras de encontrar soluciones más económicas.

Todo ello invita a agudizar el ingenio y encontrar diferentes maneras de resolver un mismo problema. En algunos casos, estas soluciones pueden parecer definitivas pero, de manera general, evolucionan con el tiempo y de la mano de los avances tecnológicos.

Un claro ejemplo de ello se encuentra en los aerogeneradores. Estos aparatos capaces de aprovechar la energía del viento han evolucionado con el transcurso del tiempo, empleándose diversos materiales en su construcción, abarcando gran variedad de alturas y dotándose de dispositivos capaces de aprovechar con mayor eficiencia el viento.

La cimentación de este tipo de estructuras se encuentra en la misma situación, e incluso a día de hoy, sigue sin existir un consenso generalizado sobre qué solución es la idónea. Por norma general, y debido a las particulares cargas que debe resistir, suelen utilizarse cimentaciones superficiales de gran área en contacto con el terreno. Con ello, se busca garantizar la estabilidad de la estructura y asegurar una transmisión de cargas al terreno con la adecuada intensidad para que éste no colapse. No obstante, las geometrías en planta empleadas hasta la fecha son muy diversas. Se utilizan soluciones con planta poligonal, circular e incluso cruciforme, siendo ésta última un caso muy aislado.

Mediante este estudio, se pretende realizar un análisis comparativo de una cimentación de aerogenerador según su geometría en planta. Para ello, se definirán unos parámetros realistas de trabajo y únicamente se variará la forma en planta de la cimentación, para estudiar las soluciones cuadrada, hexagonal, octogonal y circular. Estas cuatro geometrías son las más representativas en este tipo de construcciones y, debido a las grandes superficies que requieren, resulta de gran interés analizar con detenimiento las variaciones volumétricas de hormigón y las cuantías de armadura necesarias para cada caso.

Optimización del diseño de la cimentación para un aerogenerador de gran altura

Author: Herrando Germán, Víctor

Tutor: de la Fuente Antequera, Alberto

ABSTRACT

Most structures are designed according to several factors but cost and utility are usually the two main factors which are considered. All structures are designed for a certain period of time and must meet the safety standards during all their design life. Therefore, due to economic reasons, optimising the design is essential to reduce costs and produce highly competitive products.

These problems can be solved in many different ways and finding the best one is the challenge which is faced by engineers. Sometimes, engineering solutions can seem permanent but as time goes by, these solutions develop with technological advances.

Wind turbines are an example of this development. These devices are able to harness wind energy and experience continuous changes in their designs. Different materials, sizes and other mechanisms are adapted to improve their efficiency and this is an example of how a technology can develop over a period of time.

The foundations for the wind turbines also undergo changes and there is not currently an optimum solution for the design of these foundations. Generally, slab foundations with large surfaces in contact with the soil are used to distribute and bear loads. The design should guarantee the stability of the structure and distribute these loads effectively to the soil to ensure that the structure will not collapse. The different geometrical shapes which have been used for wind turbine foundation designs so far are: polygonal, circular and, to a lesser extent, cruciform shapes.

The objective of this study is to produce a comparative analysis of the wind turbine foundations depending on the geometry used. Some realistic parameters will be assumed and will be considered to compare the different type of foundations: squared, hexagonal, octagonal and circular shaped foundations. These are the four most commonly used geometrical shapes for foundation designs and, due to the size of the foundations, it is interesting to analyze the volumetric variations in steel and concrete needed for each geometric shape.

NOTACIÓN

A :	Área de la zapata.
A' :	Área de la sección colaborante.
A_{sec} :	Área de la sección de diseño.
$A_{s,nec}$:	Armadura de flexión necesaria.
$A_{st,nec}$:	Armadura de cortante necesaria.
d :	Canto útil.
D_{fuste} :	Diámetro en la base de la torre.
D_i :	Diámetro inscrito.
D_i :	Diámetro circunscrito.
e :	Excentricidad de las cargas respecto G.
e_d :	Excentricidad de las cargas de diseño.
e_{des} :	Excentricidad de despegue de la zapata.
e' :	Excentricidad de las cargas respecto de G'.
f_{ck} :	Resistencia característica a compresión del hormigón.
f_{yk} :	Límite elástico del acero.
F :	Fuerza horizontal.
F_{estab} :	Fuerzas estabilizadoras.
$F_{desestab}$:	Fuerzas desestabilizadoras.
FS_v :	Factor de seguridad al vuelco.
FS_d :	Factor de seguridad al deslizamiento.
G :	Centro de gravedad original de la zapata.
G' :	Centro de gravedad del área colaborante de la zapata.
H_b :	Canto constante de la zapata.
H_T :	Canto máximo de la zapata.

I_y :	Inercia de la sección original.
I'_y :	Inercia de la sección colaborante.
L :	Arista del polígono.
L^* :	Longitud de la arista sobre la que se produce el vuelco.
M :	Momento flector.
M_{1-6} :	Momento flector descompuesto
M_d :	Momento de diseño.
M_{estab} :	Momentos estabilizadores.
$M_{desestab}$:	Momentos desestabilizares.
M_{Horm} :	Momento del peso propio del hormigón.
$M_{tierras}$:	Momento del peso propio de las tierras
N :	Esfuerzo axil.
N_d :	Esfuerzo axil de diseño.
σ_e	Tensión de esquina.
σ_{adm} :	Tensión admisible del terreno.
σ_{max} :	Tensión máxima transmitida al terreno.
σ_{med} :	Tensión media transmitida al terreno.
σ_{min} :	Tensión mínima transmitida al terreno.
σ_x :	Tensión en la sección de cálculo.
ρ_l :	Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.
R :	Radio del círculo.
r_{nom} :	Recubrimiento nominal de las armaduras.
s :	Despegue.
s_t :	Separación entre ramas.
s_{long} :	Separación longitudinal entre cercos
s_m :	Separación entre armaduras longitudinales.
u :	Retranqueo del eje de giro.

U_0 :	Capacidad mecánica del hormigón comprimido.
U_{s1} :	Capacidad mecánica del acero traccionado.
U_{s2} :	Capacidad mecánica del acero comprimido.
V_h :	Volumen de hormigón.
V_{u1} :	Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.
V_{u2} :	Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.
V_{rd} :	Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.
V_{cu} :	Contribución del hormigón al esfuerzo cortante.
V_{su} :	Contribución de la armadura a cortante, en caso de ser necesaria.
W_{min} :	Módulo a flexión referido a la fibra más comprimida de la zapata.
W_{max} :	Módulo a flexión referido a la fibra menos comprimida de la zapata.
X_g :	Desplazamiento del centro de gravedad.
x_l :	Profundidad límite de la fibra neutra.
Y_{max} :	Distancia máxima respecto de G'.
Y_{min} :	Distancia mínima respecto de G'.
γ_c :	Coefficiente de minoración del hormigón.
γ_G :	Coefficiente de mayoración de las cargas permanentes.
γ_Q :	Coefficiente de mayoración de las cargas variables.
γ_s :	Coefficiente de minoración del acero.
γ_h :	Peso específico del hormigón armado.
γ_t :	Peso específico del terreno

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS	I
RESUMEN	III
NOTACIÓN	IV
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	15
1.1 Introducción	15
1.2 Objetivos	16
1.3 Organización del documento	17
1.4 Alcance del estudio	17
CAPÍTULO 2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO	18
2.1 Introducción	18
2.2 La energía eólica	18
2.2.1 Situación actual	19
2.2.2 La eólica en España	21
2.2.3 Ventajas e inconvenientes	22
2.2.4 El aerogenerador	22
2.2.5 El viento como fuente energética	25
2.3 Características de los parques eólicos onshore	27
2.4 La cimentación onshore	29
2.4.1 Métodos de estabilización del suelo	31
2.5 La eólica offshore	32
2.5.1 Tipologías de cimentación offshore	34
CAPÍTULO 3. CRITERIOS DE DISEÑO ADOPTADOS	39
3.1 Criterios generales	39

3.1.1 Estados Límite Últimos (ELU)	39
3.1.2 Estados Límite de Servicio (ELS)	40
3.1.3 Verificaciones basadas en coeficientes parciales	40
3.2 Criterios específicos	41
3.2.1 Hundimiento	41
3.2.1.1 Distribución de presiones bajo la cimentación	44
3.2.2 Estabilidad estructural frente a vuelco y deslizamiento	47
3.2.2.1 Estabilidad frente a vuelco	48
3.2.2.2 Estabilidad frente a deslizamiento	49
3.2.3 Capacidad estructural del cimiento	49
3.2.3.1 Armadura frente a solicitaciones normales	51
3.2.3.2 Armadura a cortante	52
3.2.5 Recubrimiento de hormigón	53
CAPÍTULO 4. ESTUDIO DE DISTINTAS GEOMETRÍAS DE ZAPATAS	55
4.1 Introducción	55
4.2 Marco contextual	55
4.2.1 Geometrías en planta a analizar	56
4.2.2 Dimensiones del aerogenerador	56
4.2.3 Cargas transmitidas a la cimentación	56
4.2.4 Parámetros del terreno	58
4.2.5 Parámetros geométricos fijos de la cimentación	58
4.2.6 Características de los materiales de la cimentación	59
4.2.7 Tabla resumen del contexto de trabajo	59
4.3 Dimensionamiento de la zapata hexagonal	60
4.3.1 Definición geométrica	60
4.3.2 Cargas a transmitir al terreno	60
4.3.3 Factores de seguridad a vuelco y deslizamiento	61

4.3.4 Hundimiento	61
4.3.5 Armadura a flexión en la cara inferior	62
4.3.5.1 Armadura en dirección X	63
4.3.5.2 Armadura en dirección Y	67
4.3.6 Armadura a cortante	70
4.3.7 Armadura superior de flexión	71
4.4 Resultados del dimensionamiento	74
4.4.1 Zapata cuadrada	74
4.4.2 Zapata hexagonal	75
4.4.3 Zapata octogonal	76
4.4.4 Zapata circular	77
CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS	79
5.1 Introducción	79
5.2 Volumen de hormigón	79
5.3 Relación de cuantías de acero	81
5.3.1 Cuantías totales	81
5.3.2 Distribución de la armadura en cada zapata	83
5.4 Valoración económica orientativa	84
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES	87
BIBLIOGRAFÍA	91
ANEJO A. Cálculo de zapatas	93
ANEJO B. Formulación armadura circular	109

CAPÍTULO 1.

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1 INTRODUCCIÓN

Hoy en día en la sociedad moderna, la dependencia de la energía es absoluta, por lo que acceder a ella es una cuestión de suma importancia y, con el transcurso del tiempo, se está poniendo aún más énfasis en la manera de obtenerla. Existen muchas formas de conseguir energía y cada una de ellas tiene aspectos positivos y negativos pero, la consigna de cara a un futuro es cada vez más clara, dicho método de obtención de energía debe ser eficiente y afectar en la menor medida posible al medio ambiente.

Es a raíz de ese concepto que, actualmente, se habla mucho de la importancia de un “desarrollo sostenible” donde el progreso no implique hipotecar a las generaciones futuras. Un claro ejemplo de desarrollo sostenible se encuentra en la industria de las energías renovables, donde se aprovecha una fuente de energía sin consumirla.

Uno de los grandes retos de la sociedad actual, se encuentra en el paso de las energías no renovables, como los combustibles fósiles, a las fuentes energéticas renovables como la energía eólica. Concretamente en España, la contribución de la eólica a la demanda eléctrica en el año 2010 representó el 16% del total y su objetivo, como el de muchos otros países, es aumentar ese porcentaje en un futuro.

En relación al uso del viento como fuente energética, su origen se remonta a hace 3000 años y se sitúa en China y Japón, donde se construyeron los primeros molinos de viento. No fue hasta el siglo XIII que éstos aparecieron en Europa y ya en el siglo XIX, el aprovechamiento del viento

era una tendencia bastante esparcida en dicho continente. Aún así, la aparición de otras fuentes de energía más productivas relegó a un segundo plano la energía eólica, haciendo que representase un muy bajo porcentaje del total de energía producida. Sin embargo, durante los años 70-80 y a raíz de la primera crisis del petróleo, se produjo el resurgir de la energía eólica, llegando a convertirse hoy día, en una de las tendencias de mayor consideración hacia el desarrollo sostenible.

Respecto a las torres eólicas, cabe decir que se distinguen dos grandes familias. La primera de ellas son las “onshore”, instaladas en tierra, normalmente en grandes llanos o zonas elevadas. En segundo lugar, se encuentran las “offshore”, cuya localización es dentro del mar, en zonas próximas a la costa. Con el transcurrir de los años, se han creado gran variedad de estructuras que han propiciado diseños cada vez más óptimos en lo concerniente a la obra civil y la electrónica.

El presente estudio pretende ahondar en el diseño de la cimentación para un aerogenerador tipo de gran potencia y altura de 100 metros. A diferencia del caso offshore, donde existen diversas tipologías de sustentación, en los aerogeneradores onshore se ha impuesto la cimentación por gravedad. Ésta es considerada, siempre que lo permitan las condiciones del terreno, la solución más efectiva y más utilizada hasta la fecha. No obstante, la geometría en planta de estos elementos de cimentación es muy variable. Se han utilizado, desde formas cuadradas a circulares, pasando por varios polígonos intermedios y, aunque la geometría circular parece alzarse como la solución definitiva, siguen empleándose soluciones menos complejas a nivel constructivo como hexagonales u octogonales.

Consecuentemente, en este trabajo se profundizará en aspectos técnicos y económicos en relación con la cimentación, para analizar la idoneidad integral de las distintas geometrías.

1.2 OBJETIVOS

El **objetivo principal** de este trabajo es acometer un estudio consistente en valorar, mediante un análisis de distintas geometrías de cimentaciones, cuál es la óptima para soportar las cargas impuestas por una torre y aerogenerador.

Para ello, se fijarán unas cargas y parámetros mecánicos del terreno representativos y se abordará el dimensionamiento de las cuatro geometrías más utilizadas: cuadrada, hexagonal, octogonal y circular.

Posteriormente, se compararán atendiendo a criterios estructurales y económicos las cuatro tipologías. En el aspecto estructural se garantizará que la cimentación resista las solicitaciones con los niveles de seguridad fijados por las instrucciones asociadas al problema a tratar. La parte económica está estrechamente ligada a la estructural y se llevará a cabo cuantificando los costes de cada una de las cimentaciones estudiadas.

1.3 ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO

El estudio se desarrolla en los siguientes capítulos:

- En el Capítulo número 2, estado del conocimiento, se explican los conceptos generales asociados a la energía eólica. Entre ellos el alcance a nivel mundial de su producción, las diferentes partes de un aerogenerador y con especial énfasis a su cimentación. También se dan nociones sobre la eólica marina, comparándose respecto a la terrestre e ilustrando las diversas estructuras de sustentación diseñadas a día de hoy.
- En el Capítulo 3, se definen las bases de diseño e hipótesis adoptadas para el estudio paramétrico de las diferentes geometrías de cimentación.
- En el Capítulo 4, se aborda el dimensionamiento de la cimentación para las geometrías cuadrada, hexagonal, octogonal y circular, en base a los criterios definidos en el anterior capítulo.
- En el capítulo 5, se comparan las cuatro geometrías a nivel técnico y económico.
- En el último capítulo, el número 6, se plasman las conclusiones obtenidas mediante el desarrollo del estudio.

1.4 ALCANCE DEL ESTUDIO

- Se desarrollan las soluciones con planta cuadrada, hexagonal, octogonal y circular, por considerarse representativas y extrapolables al resto de geometrías.
- Se consideran una serie de parámetros mecánicos del terreno y esfuerzos provenientes de la torre y la góndola específicos.
- Se fijarán unos criterios de diseño específicos destinados al análisis comparativo, no teniendo en cuenta aspectos poco determinantes entre geometrías, como la interfaz de conexión torre-cimentación o los estados límite de punzonamiento y fisuración, entre otros.

CAPÍTULO 2.

ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se ofrecen conceptos teóricos elementales sobre energía eólica. Se detallará el origen de su crecimiento y su situación actual a nivel mundial y estatal. Se explicarán también las diferentes partes de un aerogenerador, las tipologías más comunes, criterios generales de diseño de parques eólicos y se hará hincapié especialmente, en los elementos de cimentación, donde se analizarán las variantes posibles en cuanto al caso onshore y offshore.

2.2 LA ENERGÍA EÓLICA

2.2.1 Situación actual

Como consecuencia de la crisis energética de 1973 y el encarecimiento del petróleo desde ese mismo año hasta 1986, se produjo el resurgir de la tecnología del aprovechamiento del viento. El desarrollo de esta tecnología ha llevado a la aparición de los actuales aerogeneradores, capaces de producir electricidad a partir de esta fuente natural, renovable y no contaminante de energía.

La energía eólica representa hoy en día, una de las fuentes energéticas más baratas y con una tecnología de aprovechamiento totalmente madura, resultando competitiva con otras fuentes de producción energética [1].

A nivel mundial, la potencia eólica instalada crece anualmente de manera exponencial como puede observarse en la figura 2.1, llegando a haber instalados 238.492 MW a finales de 2011.

Total wind power installed in the world since 1995 (MW)

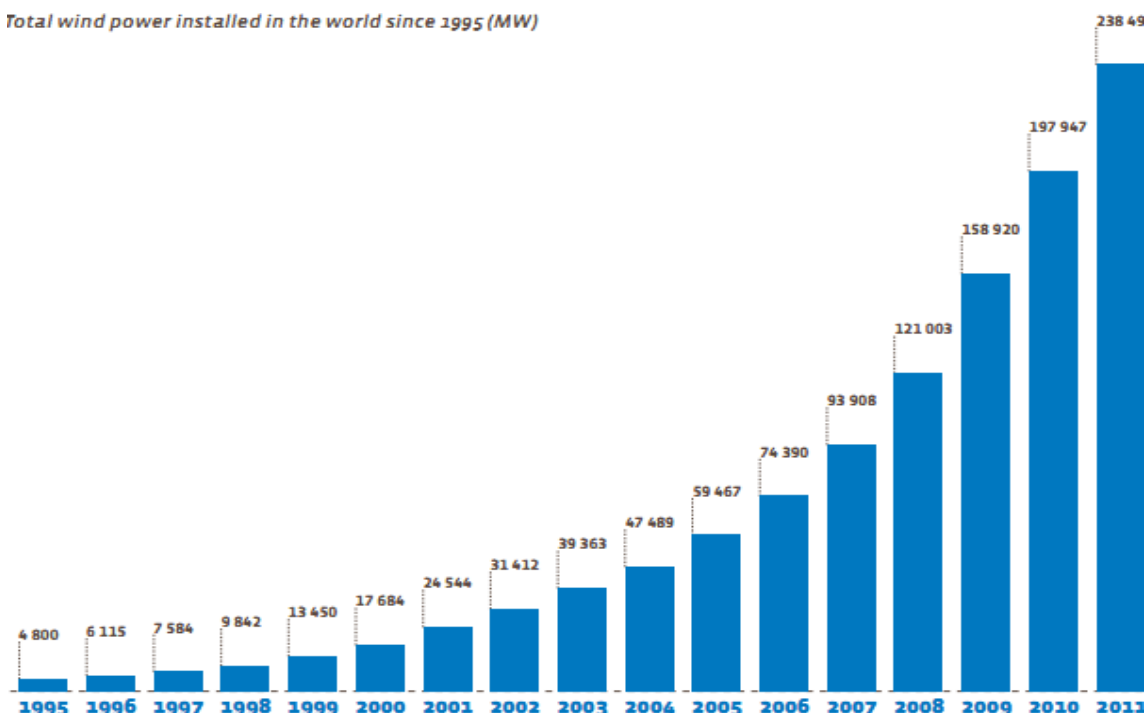


Figura 2.1 Potencia eólica instalada acumulada desde 1995 hasta 2011 (MW). [2]

A nivel de países y según señala el *Global Wind Energy Council* (GWEC), China es actualmente el mayor mercado eólico del planeta, e instaló en 2011 cerca de 18.000 MW. Es precisamente la inversión que realizan China y el norte de Europa quien mantiene en pleno apogeo este tipo de energía renovable (ver figura 2.2).

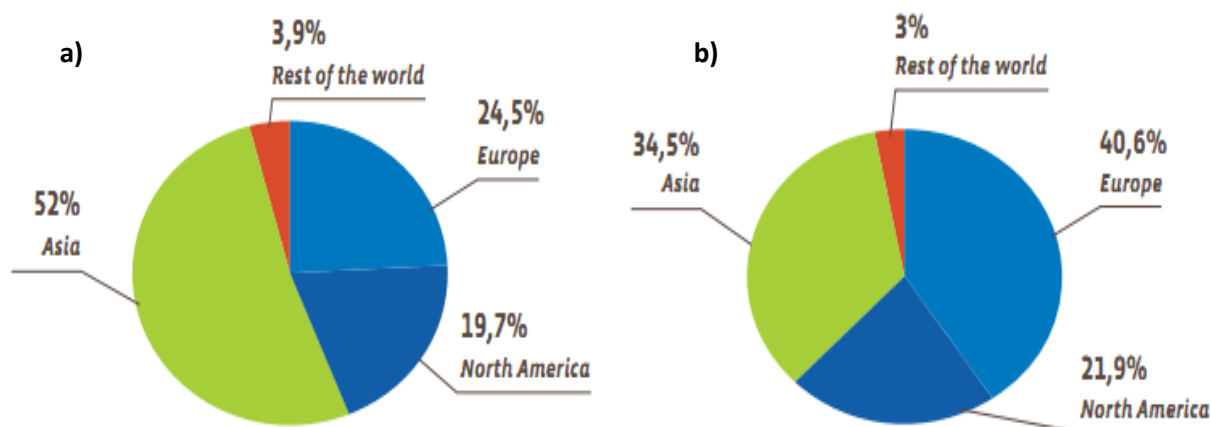


Figura 2.2 Porcentajes de potencia eólica instalada: a) porcentaje instalado durante el año 2011. b) Porcentaje instalado hasta el año 2011. [2]

2.2.2 La eólica en España

La energía eólica es una de las muchas tecnologías del futuro en las que España depositará un papel importante. En 2011, ya era el segundo productor de Europa después de Alemania y uno de los países que más energía produjo en el mundo en este campo. Esto se debió a un marco regulatorio estable, un gran conocimiento de los recursos y a grandes avances tecnológicos, que contribuyeron a reducir la inversión económica inicial y los gastos de mantenimiento y explotación [3].

El fuerte impulso en el estado español se produjo durante la década del 2000, incentivado por una legislación que estimulaba mediante primas las investigaciones y las inversiones en ese sector. Un dato relevante es el de 2009, cuando el 95% de la nueva potencia eléctrica que se instaló en España, fue mediante nuevos parques eólicos. Así fue, que la potencia eléctrica aumentó en 2.682 MW (y alcanzó 18.263 MW en total). A finales del año 2010, la potencia eólica instalada en España era de 19.959 MW y cubrió el 16% de la demanda eléctrica durante ese año. Este valor situó a España como el tercer país del mundo por detrás de Alemania y Estados Unidos. En la figura 2.3 se puede apreciar el crecimiento de la potencia eólica instalada en España.

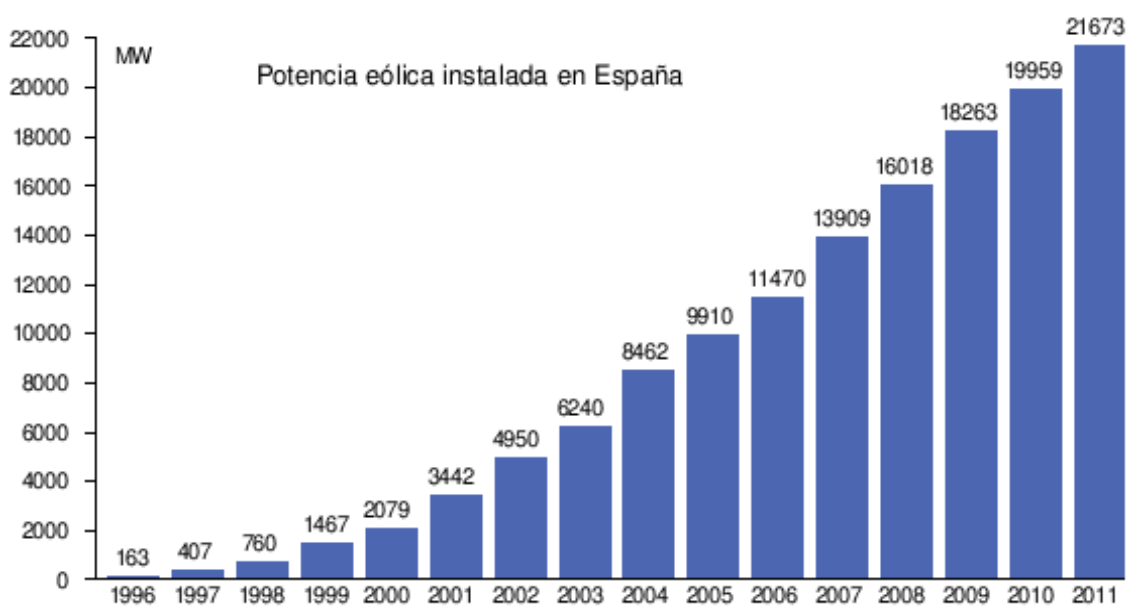


Figura 2.3 Potencia eólica acumulada en España desde 1996 hasta 2011 (MW). [4]

Las comunidades autónomas con mayor potencia instalada son Castilla y León, Castilla-La Mancha, Galicia y Aragón. La empresa española más prestigiosa en este sector es Gamesa, con un total de 20.834 MW instalados a finales de 2010 y repartidos por todo el mundo.

En vistas al futuro y a raíz de la actual crisis económica, es posible que España vea frenado su crecimiento a nivel eólico, pues el Ministerio de Industria ya ha declarado que interrumpirá las ayudas a las energías renovables a partir de 2013.

2.2.3 Ventajas e inconvenientes

Ventajas de la energía eólica:

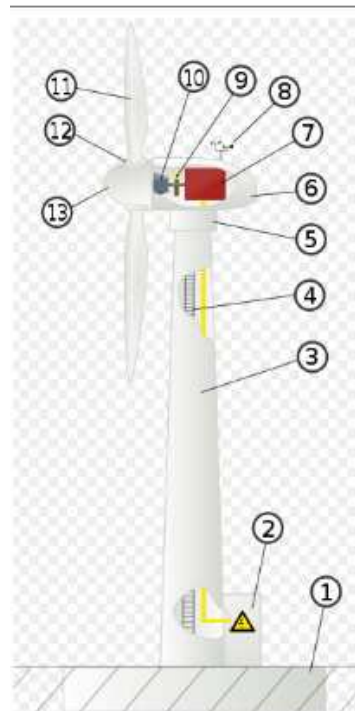
- No precisa líneas de abastecimiento como canalizaciones a refinerías o centrales de gas, aunque sí líneas eléctricas para la evacuación de la energía producida.
- No produce emisiones de CO₂ u otros gases contaminantes, ni vertidos o movimientos de tierras y no genera residuos de difícil tratamiento.
- Es una fuente de energía inagotable.
- Es autóctona y evita la dependencia estratégica de terceros países y la correspondiente factura exterior en concepto de suministro.
- Permite potenciar el medio rural dotándolo de infraestructuras (viales, accesos, mejoras en la red eléctrica, entre otros.) y oportunidades de negocio (mantenimiento, talleres, montaje, impuestos, entre otros.).
- No se producen gases tóxicos, ni contribuye al efecto invernadero, ni destruye la capa de ozono ni crea lluvia ácida.
- Es una tecnología madura que empieza a ser competitiva con las convencionales en algunos emplazamientos y, por lo tanto, de desarrollo futuro interesante.

Desventajas de la energía eólica:

- Las máquinas deben ser grandes y por lo tanto caras para ser eficientes debido a que el peso específico del aire es muy bajo.
- Produce un impacto visual inevitable, pues precisa de emplazamientos que generalmente destacan la presencia de las máquinas (cerros, colinas, litoral).
- La implantación a gran escala puede producir una alteración clara sobre el paisaje y el medio rural que debe evaluarse en función de la situación previa existente en cada localización (lugares de interés natural, arqueológico, cultural, entre otros).
- El giro del rotor genera ruido, aunque similar al de una instalación industrial del mismo tamaño.
- Efectos sobre la avifauna: mortandad debido al impacto con las palas. Puede causar “efecto vacío” y variaciones en las zonas de caza entre otros.
- “Shadow flicker” o sombra móvil producida por el giro de las palas en emplazamientos cercanos al parque.
- Actuaciones agresivas en el terreno para ejecutar accesos.

2.2.4 El aerogenerador

Todos los aerogeneradores tienen una estructura básica muy similar en la que se distinguen con claridad sus partes principales. Éstas son las detalladas en la figura 2.4 y que se describen a continuación.



1. Cimentación
2. Conexión a la red eléctrica
3. Torre
4. Escalera de acceso
5. Sistema de orientación
6. Góndola
7. Generador
8. Anemómetro
9. Freno
10. Multiplicador
11. Pala
12. Inclinación de la pala
13. Buje del rotor

Figura 2.4 Partes del aerogenerador de eje horizontal.

- Rotor:

Para cualquier aerogenerador es común el utilizar el viento para producir energía eléctrica, aunque la forma en que lo hagan puede no ser siempre igual. Hoy en día existen esencialmente dos maneras claramente diferenciadas. La primera de ellas y más habitual, es mediante rotación alrededor de un eje horizontal (ver figura 2.5a) y la segunda, alrededor de uno vertical (ver figura 2.5b). El rotor en el caso horizontal, lo conforman el nexo de unión y eje de giro de las palas y las mismas palas. La conexión entre aspas y góndola es una de las partes más delicadas y acostumbra a ser de una aleación de acero muy resistente a los esfuerzos de fatiga.

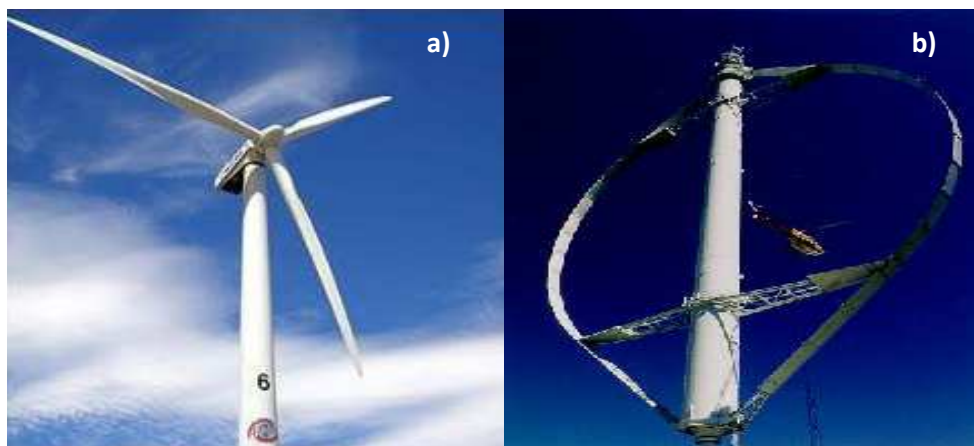


Figura 2.5: a) aerogenerador de eje horizontal, b) aerogenerador de eje vertical.

- Palas:

Las palas se diseñan de un modo semejante al del ala de un avión, de hecho, es el mismo principio de fuerzas el que causa la rotación mediante una variación de presiones a uno y otro lado de la pala. En la actualidad, el modelo de tres aspas es el que domina el mercado, aunque también los hay de más e incluso de dos. Suelen estar constituidas por plástico reforzado de fibra de vidrio o de fibra de carbono.

- Góndola:

La góndola contiene toda la maquinaria necesaria para transformar la rotación en energía eléctrica. Está compuesta por unos engranajes que regulan la velocidad para obtener el mayor rendimiento, un generador encargado de crear la energía eléctrica y un sistema de frenado capaz de detener la rotación en caso de vientos excesivamente fuertes o de cualquier otro tipo de fallo. El aerogenerador incorpora también un sistema activo de orientación, que hace girar la góndola de forma que el rotor permanezca orientado hacia el viento incidente. A través de los sensores de viento localizados en el exterior de la góndola, se informa de si la góndola está orientada o no cara al viento.

- Torre:

En general, la torre presenta una estructura troncocónica y está hecha de acero de alta calidad u hormigón armado y/o pretensado. Las alturas son muy variables. Existen torres desde 40 hasta 130 metros y, a día de hoy, lo más común es optar por torres de gran altitud ya que las velocidades del viento son mayores y más constantes en cotas más elevadas.

Su parte inferior se conecta a la cimentación a través de una interfaz que puede consistir en un tubo embebido en la cimentación (ver figura 2.6a) o en un sistema de anclaje mediante conectores de acero (ver figura 2.6b).

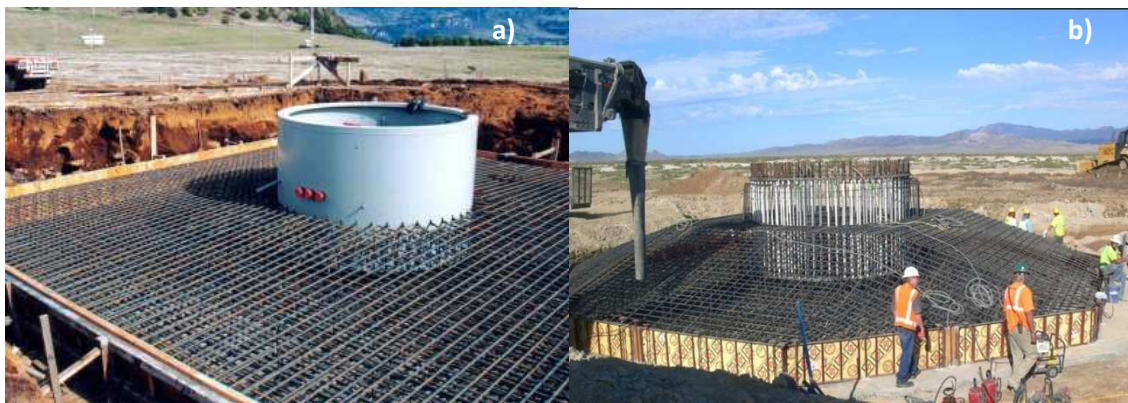


Figura 2.6: a) Sistema de fijación torre-cimentación mediante tubo embebido b) sistema de fijación torre-cimentación mediante conectores de acero.

Cimentación:

La tarea a desempeñar por parte de la cimentación es asegurar la estabilidad de la torre durante su vida útil, algo que consigue transfiriendo las cargas que recibe al terreno. Prácticamente la totalidad de la carga vertical proviene del peso propio de la torre, la góndola y las palas, pero la carga más significativa a soportar es la que proviene de los esfuerzos

causados por el viento. Debido a su gran altura, una fuerza horizontal provoca un considerable momento flector en la cimentación. Habitualmente, las cimentaciones suelen caracterizarse por ser poco profundas y con mucha superficie en contacto con el terreno aunque, si las características del suelo son muy desfavorables, suele optarse por incorporar pilotes.

Por último, añadir que es necesaria la existencia una estación transformadora. Ésta no forma parte del aerogenerador en sí, pero es la encargada de adecuar a la red la energía eléctrica producida.

2.2.5 El viento como fuente energética

Para conseguir un mayor aprovechamiento del viento, lo ideal es que sea veloz y también estable. Los vientos están muy influenciados por la superficie terrestre hasta los 100 metros de altitud, siendo significativamente frenados por la rugosidad de la superficie de la tierra y por edificios y otros obstáculos [1].

En áreas cuya superficie es muy accidentada y tras obstáculos, se producen muchas turbulencias en el viento, con flujos muy irregulares que traen remolinos y vórtices a sus alrededores. Esta turbulencia disminuye la posibilidad de utilizar la energía del viento de forma efectiva en un aerogenerador, causando además, la introducción de cargas dinámicas estructurales, variaciones de la potencia suministrada y mayores roturas y desgaste en la turbina eólica.

Dada su importancia, de manera previa a la instalación del parque eólico se realizan siempre campañas de mediciones. Para ello se emplean diferentes tipos de torres que incorporan sistemas de anemómetros y sensores. Las torres de medición más comunes son:

- Tubulares atirantadas: de bajo coste, fácil portabilidad, baja interferencia sobre los sensores pero no muy adecuadas para grandes alturas. (ver figura 2.7 a)
- De celosía atirantadas: de bajo coste y fácil mantenimiento pero mayor interferencia sobre los sensores. (ver figura 2.7 b)
- Autoportantes: de baja ocupación del terreno pero más caras. Requieren obra civil y causan gran interferencia sobre los sensores. (ver figura 2.7 c)

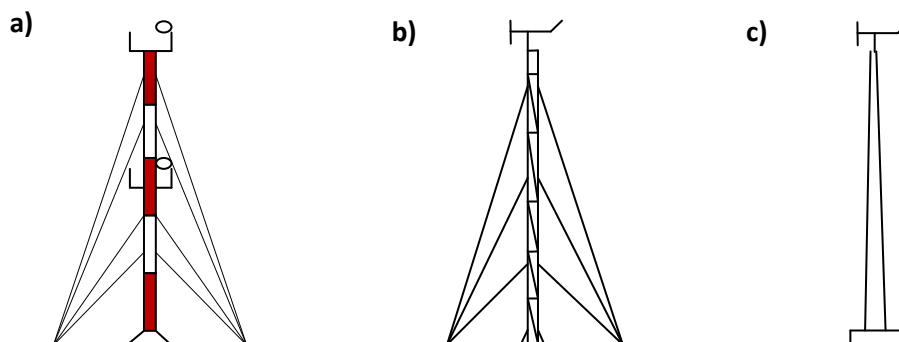


Figura 2.7 Torres empleadas en campañas de mediciones. a) torre tubular atirantada, b) torre de celosía atirantada, c) autoportantes.

Gracias a la campaña de mediciones, se obtienen los dos factores determinantes en referencia al viento: la duración del viento en cada dirección y la velocidad del viento en cada dirección. En función de de ambos, se obtiene la distribución de energía en todas direcciones, como se muestra en la figura 2.8, y ello permite estimar el potencial eólico del enclave estudiado.

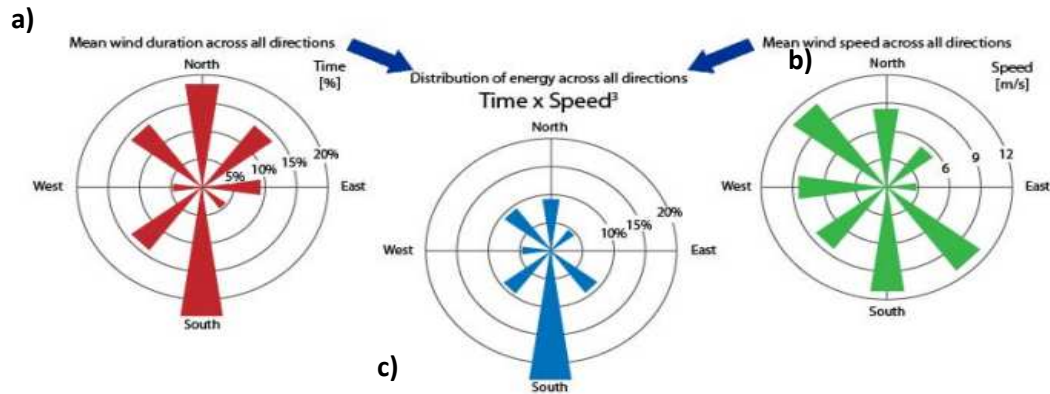


Figura 2.8 Rosas de distribución de la energía del viento obtenidas tras la campaña de mediciones: a) tiempo de incidencia del viento en cada dirección, b) velocidad del viento en cada dirección, c) distribución de energía en cada dirección.

Además, hay que tener en cuenta que un aerogenerador no puede trabajar a cualquier velocidad de viento, sino que cada uno tiene su propia curva de potencia característica como se indica en la figura 2.9.

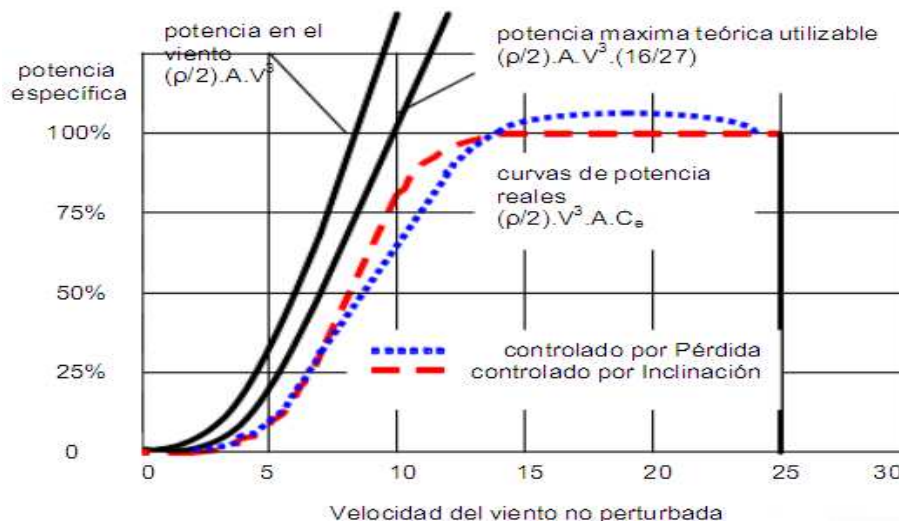


Figura 2.9 Curva de potencia característica de un aerogenerador. En el eje de abscisas muestra la velocidad del viento no perturbada (m/s). En el eje de ordenadas indica el porcentaje de potencia específica de la turbina. [5]

En dicha curva se suelen definir tres velocidades distintas. La primera de ellas es la velocidad de arranque (3-5 m/s), cuyo valor es el mínimo necesario para iniciar la rotación de las palas. La segunda es la velocidad nominal, a partir de la cual la producción de energía se vuelve estable y, por último, existe la velocidad de desconexión que, en caso de verse superada, haría peligrar la integridad del aparato. En general, los aerogeneradores modernos están diseñados para trabajar a velocidades de viento de 3 a 24 m/s de promedio y poseen la capacidad de trabajar de un modo estable variando el ángulo con el que incide el viento sobre las palas. Esa es la razón por la que la potencia real señalada en la figura 2.6 se mantiene en una horizontal,

incluso cuando el viento supera la velocidad nominal (en el caso ilustrado la velocidad nominal sería de unos 13 m/s).

Cuando el viento abandona la turbina, éste presenta un contenido energético menor que el que llega a dicha turbina. De hecho, se produce una estela tras la turbina, es decir, una larga cola de viento bastante turbulenta y ralentizada en comparación al viento que llega en un inicio. La figura 2.10 refleja este hecho.



Figura 2.10 Efecto estela causante de turbulencia.

Para evitar estas interferencias, se busca alejar las aeroturbinas entre sí y, tras estudios de rentabilidad llevados a cabo a raíz de la incipiente expansión eólico-energética, parece que adoptar separaciones de 5 a 9 diámetros de rotor en dirección de los vientos dominantes y separaciones de 3 a 5 diámetros de rotor en la dirección perpendicular a esos vientos, dan buenos resultados. Cabe añadir, que existirá de todos modos cierto apantallamiento.

Por esta razón, y junto con una mejor calidad del viento, el diseño de aerogeneradores se centra en alcanzar mayores alturas, obteniendo así mejor rentabilidad y menor impacto visual, pues se reduce el número de aerogeneradores necesarios para una misma potencia instalada.

2.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS PARQUES EÓLICOS ONSHORE

Dos configuraciones representativas de los escenarios actual y futuro son [6]:

- Altura de 70 m; Turbina de 2 MW; Diámetro en rotor de 80 m
- Altura de 100 m; Turbina de 4,5 MW; Diámetro en rotor de 120 m

La tendencia general es dirigirse hacia torres de mayor altura y turbinas de mayor potencia y, de hecho, en varios puntos de Europa donde se sitúan torres de más de 100 metros de altura, éstas se han valorado con un mejor ratio coste-efectividad por sus mejores condiciones de viento y su consiguiente mejora en la productividad. Esta tendencia en el cambio de alturas, requería un cambio en la metodología y tecnología de fabricación y en el transporte, cuyo resultado ha acabado decantando la balanza hacia las torres de hormigón en detrimento de las de acero.

Por ejemplo, para torres de altura superior a 80 metros, la solución metálica empieza a ofrecer limitaciones en el comportamiento estructural, exigiendo mayores espesores de chapa. Además, las diferentes partes se construyen en fábrica, por lo que requiere siempre de transportes especiales y grandes grúas para su construcción [7]. En cambio, para torres de hormigón existen diversos métodos, como la ejecución de la torre mediante encofrado deslizante o trepante, la construcción por elementos prefabricados o soluciones de tipo de híbrido, manteniendo eso sí, siempre la cimentación in-situ.

Otro factor favorable a la estructura de hormigón es su mayor peso. Se calcula que, para una misma geometría exterior, es 3 veces mayor al del fuste metálico [7] y ello permite reducir la excentricidad de la carga, lo cual es positivo. Esta misma variación también repercute en la cimentación, necesitándose menores vuelos en caso de disponer una torre de hormigón.

Por los motivos recién citados, entre otros, se considera que la mejor elección a día de hoy para alturas mayores a 80 metros es:

- Zona media y superior: Hormigón pretensado prefabricado
- Zona inferior: Hormigón in-situ o prefabricado
- Cimentación: Hormigón in-situ

Es interesante añadir, que según el estudio llevado a cabo por *The Concrete Centre* y *Gifford*, configuraciones híbridas con la parte superior de acero, es posible que den resultados aún más óptimos. Consideran que la reducción de peso en la zona más elevada podría ser incluso beneficiosa, pero debería ir acompañada de una mejora en la fabricación e izado del elemento.

En la tabla 2.1 se puede apreciar la relación entre los pesos, a nivel orientativo, de las diferentes partes de la estructura tanto en una torre de acero como en una de hormigón.

Partes	Peso en toneladas			
	Torre de hormigón		Torre de acero	
	70m de altura	100m de altura	70m de altura	100m de altura
Cabeza de la torre (incluye rotor y góndola)	105	220	105	220
Fuste	450	1050	135	240
Cimentación	1400	3000	1500	3100
TOTAL	1955	4270	1740	3560

Tabla 2.1 Comparación de pesos de las diferentes partes de un aerogenerador en torres de 70 y 100m de acero y hormigón (Tn). [6]

Respecto a la **cabeza de la torre**, los pesos son los mismos independientemente del material con que se ejecute el fuste debido a que depende principalmente de la potencia instalada. Por ejemplo, en torres de 100 metros de altura, es posible instalar rotores con palas de 60 metros de longitud, llegando a alcanzar potencias de hasta 5MW. Para alturas menores, se reduce el tamaño de aspas y góndola, por lo que tanto la potencia capaz de generarse, como el peso del aparato, disminuyen. En cualquier caso, la carga vertical generada por la cabeza de la torre tan solo representa un ligero porcentaje del total.

Es al analizar el **fuste** donde se encuentran las variaciones más importantes entre la torre de hormigón y la metálica. Una torre de hormigón suele ser entre 3 o 4 veces más pesada que una de acero, favoreciendo de este modo la estabilidad estructural. Un factor a destacar es, que el hecho de incrementar 30 metros la altura, conlleva tonelajes prácticamente el doble que los originales. Ello se debe fundamentalmente, a que para mayores alturas, el diámetro de la base de la torre también tiende a ser mayor. Consecuentemente, se necesita más material y se obtiene un mayor peso.

En cuanto a la **cimentación**, se observa como la variación de altura es más decisiva que el tipo de material utilizado en la torre. La acción más determinante para dimensionar la cimentación en este tipo de estructuras, es siempre el momento flector generado por el empuje del viento. Su magnitud es tal, que exige cimentaciones de enormes dimensiones para garantizar la estabilidad estructural y, por ello, requiere ingentes cantidades de hormigón y acero.

En caso de utilizar un fuste de acero, la carga vertical a transmitir es mucho menor y, por ende, uno puede pensar que la cimentación deberá ser de tamaño inferior al caso de hormigón. No obstante, al ser el flector una carga tan determinante, la acción vertical pasa a jugar de manera favorable en lo que respecta a estabilidad tanto a vuelco como a deslizamiento (no así en presión sobre el terreno). En base a ello, la torre de acero, que es más liviana y no posee tal contribución favorable por parte de su peso, acaba por exigir cimentaciones ligeramente más pesadas. Es con diferencia la parte de mayor tonelaje del aerogenerador, abarcando el 70% del peso total en el caso de torre de hormigón y casi el 90% en el caso de torre metálica.

2.4 LA CIMENTACIÓN ONSHORE

Las tipologías de cimentaciones que se han llevado a cabo para la sustentación de aerogeneradores son fundamentalmente: cimentaciones superficiales y cimentaciones superficiales con pilotes. También se han construido en forma de monopilote y con base en forma de trípode, pero son soluciones más extendidas para el caso offshore visto en el apartado 2.5.

En función de las condiciones del terreno, se escogerá una u otra tipología de cimentación. Para el caso onshore, se procede tal y como muestra la tabla 2.2.

Tipo de terreno	Tipo de cimentación
Roca próxima a la superficie	Superficial de hormigón armado apoyado en la roca y anclado mediante pernos
Terreno firme	Superficial de hormigón armado (puede incorporar pilotes)
Terreno de baja capacidad portante	Superficial de hormigón armado con pilotes

Tabla 2.2 Tipo de cimentación en función de la clase de terreno. [6]

La cimentación superficial se caracteriza por una gran extensión en planta, en base a transmitir las cargas que recibe y su propio peso al terreno. Su geometría en planta es siempre circular o poligonal (ejemplos en figuras 2.11, 2.12) y el material utilizado es mayoritariamente hormigón armado.

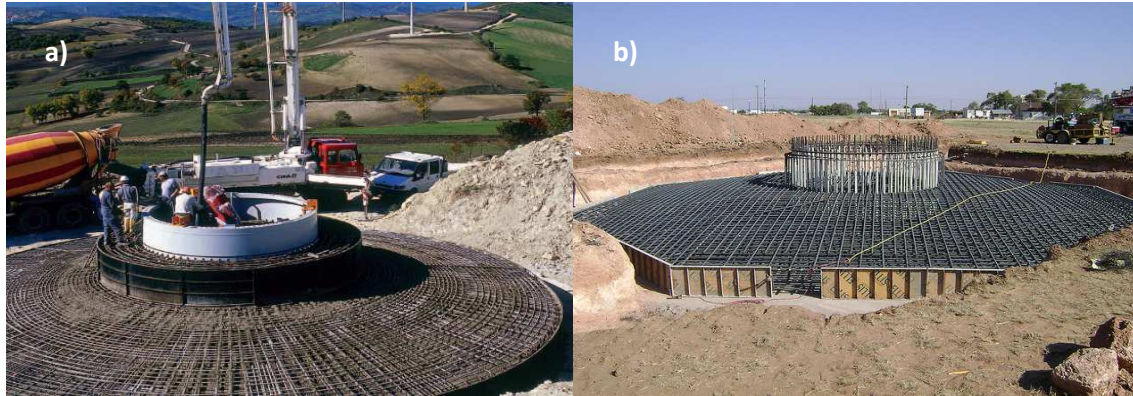


Figura 2.11 a) geometría circular, b) geometría octogonal.

Las cargas que le son transmitidas a través de la interfaz de conexión con la torre son, principalmente, las producidas por el peso propio de la estructura (torre, góndola y palas) y el empuje del viento. El peso propio constituye una acción vertical, mientras que el empuje del viento es una acción horizontal que actúa en dos zonas distintas, el área barrida por las palas y el fuste de la torre. Todas estas cargas deben ser conducidas al terreno sin superar la capacidad portante del mismo. Por ese motivo, la superficie de contacto zapata-terreno debe ser lo suficientemente grande puesto que, cuanto mayor sea, menor será la presión que deberá soportar el terreno pero, a su vez, mayor será el coste económico del cimiento.



Figura 2.12 a) geometría cruciforme, b) geometría cuadrada.

Una vez la cimentación entre en carga, deberá garantizar una adecuada respuesta a sus solicitudes. Por un lado, deberá asegurar la estabilidad del aerogenerador evitando su vuelco y deslizamiento a causa de las acciones horizontales. Por otro lado, la reacción del terreno cuando se le transmiten las cargas, generará una distribución de presiones bajo la zapata, que ocasionará esfuerzos de flexión y corte en el hormigón, siendo imprescindible la colocación de barras de acero. Éste es un aspecto fundamental y un hecho remarcable, pues como se observa en las figuras 2.11 y 2.12, la cantidad de armadura necesaria es muy elevada. En función del terreno donde se vaya a situar la cimentación, será conveniente retirar la capa más superficial del mismo con tal de apoyar la zapata en un terreno de mejor calidad. En

muchos casos, incluso es conveniente excavar cierta profundidad antes de construir la zapata y, posteriormente, rellenar el hueco. Si éste es el caso, el peso del relleno sobre la cimentación contribuye a reducir la posibilidad de vuelco y, el área necesaria en planta, incluso puede verse reducida, propiciando el ahorro.

Por último, añadir también que este tipo de cimentación es adecuada para suelos rígidos que ofrecen pequeños asentamientos, de ahí que sobretodo se utilice en terrenos con elevado ángulo de rozamiento interno y no en suelos arcillosos, orgánicos o con bajos módulos de elasticidad.

2.4.1 Métodos de estabilización del suelo:

De darse una situación en que el terreno no presente adecuadas características, propiedades como la rigidez, la resistencia a cortante, la permeabilidad o la homogeneidad del suelo, pueden ser ajustadas mediante diversos métodos.

- Realizar una precarga, compactación, o vibración:

Exponiendo el suelo a procesos de precarga o compactación se puede alcanzar la consolidación del terreno y reducir así futuros asientos. Otros métodos de mejora del terreno consisten en dejar caer al terreno pesos desde cierta altura, o introducir vibradores que reorganicen las partículas que conforman el suelo.

- Realizar infiltraciones al terreno con lechada de cemento:

También se emplean métodos que inyectan nuevos materiales al suelo, habitualmente, lechadas de cemento. Estos métodos son capaces de modificar la permeabilidad del terreno y consecuentemente el flujo de agua, o incrementar su capacidad portante.

- Mediante el jet-grouting:

Consistente en realizar pequeñas perforaciones en el terreno y llenarlas con una mezcla de lechada de cemento y tierra en forma de columnas. Tras perforar hasta la profundidad especificada, se extrae el elemento de perforación a una velocidad determinada mientras, al mismo tiempo, se inyecta la mezcla de tierra y cemento rellenando los espacios entre partículas de suelo. (ver figura 2.13)

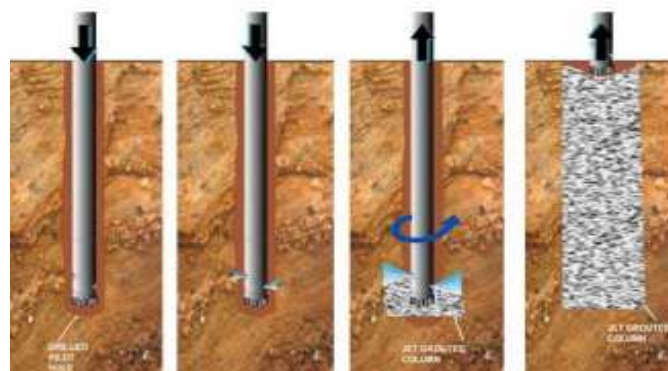


Figura 2.13 Proceso de mejora el terreno mediante jet-grouting. [8]

Si las propiedades del suelo no son suficientes para garantizar el buen apoyo de la cimentación, puede ser una buena opción instalar pilotes que conduzcan las cargas hacia un mejor terreno situado a mayor profundidad.

2.5 LA EÓLICA OFFSHORE

Offshore es la nomenclatura para los parques eólicos localizados en el mar. Este tipo de parque es relativamente innovador debido a que hasta el año 2001, apenas se construyeron aerogeneradores de esta índole. En comparación con los parques onshore, presentan interesantísimas características que pueden observarse en la tabla 2.3.

Como se ha explicado en los apartados anteriores, interesa obtener vientos veloces y estables, pero ambos factores están muy influenciados por la orografía del terreno. En esta línea, se estudió la posibilidad de explotar emplazamientos costeros que ofrecían una mayor calidad de viento y que, de ser factibles, ofrecían la posibilidad de instalar aerogeneradores en un mayor número de localizaciones. Todo ello dio lugar a los parques eólicos offshore.

A diferencia de los parques onshore, los aerogeneradores situados en zonas marítimas suelen incorporar góndolas de mayor potencia para una misma altura. De hecho, su valor (de 3 a 5 MW) en muchos casos es incluso el doble que en los parques terrestres (de 1 a 3 MW) y, mientras los parques onshore suelen verse limitados en tamaño, las granjas offshore pueden extenderse de manera prácticamente ilimitada, dando lugar a parques de hasta 1000 MW de potencia.

	Onshore	Offshore
Recursos	<ul style="list-style-type: none"> • 2000 horas de máximo rendimiento anual • Localizaciones limitadas 	<ul style="list-style-type: none"> • 4000 horas de máximo rendimiento anual • Gran número de posibles localizaciones
Dimensiones	<ul style="list-style-type: none"> • 1-3 MW por aerogenerador • Parques de 20-50 MW • Inversión por parque 30-70 millones de euros 	<ul style="list-style-type: none"> • 3-5 MW por aerogenerador • Parques de 100-1000 MW • Inversión por parque 1-2 billones de euros
Entorno	<ul style="list-style-type: none"> • Condiciones suaves • Acceso las 24 horas 	<ul style="list-style-type: none"> • Condiciones marinas agresivas • Distancia a la superficie 1-70 km • Acceso limitado por temporales
Cimentación	<ul style="list-style-type: none"> • En terreno sólido • In-situ superficial con o sin pilotes 	<ul style="list-style-type: none"> • Arenas, arcillas, roca... y con mucha erosión • Tipo de cimentación en función de la profundidad y la capacidad portante del suelo

Tabla 2.3 Comparación de parques eólicos onshore y offshore. [1]

Ahora bien, aunque se le augura un gran futuro a los parques offshore por su capacidad de ofrecer mayores potencias, la necesidad de plataformas marinas y la difícil obra civil y mantenimiento, hacen que las inversiones sean muy costosas, eso sin mencionar la nueva problemática medioambiental que causa la invasión de la costa. Lo cierto es que todavía existen retos tecnológicos que es necesario salvar, entre ellos, interesa reducir costes en todas y cada una de las fases de diseño, en la instalación y en el mantenimiento [9]. En cuanto a la complejidad constructiva, un claro ejemplo se encuentra en su cimentación. Habitualmente, se construyen en tierra y se transportan en barco hacia su destino pero, como se observa en la figura 2.14 trasladar, y sobretodo colocar, semejantes estructuras no es nada sencillo.



Figura 2.14 Transporte en barco de cimentación offshore. [10]

A pesar de ello, en lugares adecuados la eólica offshore puede llegar a ser extremadamente rentable. De ahí que uno de los proyectos más ambiciosos se ampare en la construcción de una gigantesca red en el norte de Europa, que interconectará energéticamente países como Dinamarca, Suecia, Noruega, Reino Unido y Alemania para el año 2030 (figura 2.15). En Dinamarca, por ejemplo, se prevé la instalación de 4.000 MW offshore y 1.500 MW onshore para ese año, pasando así a cubrir más del 50% del consumo total de electricidad con energía eólica.



Figura 2.15 Plan de interconexión eólica para el año 2030. [1]

2.5.1 Tipologías de cimentaciones offshore

A diferencia del caso onshore, las cimentaciones offshore existentes son muy diversas. Según la profundidad del emplazamiento y las propiedades del terreno, se elige una u otra tipología y, a mayor separación de la costa, conllevan mayores costes. Estas cimentaciones deben diseñarse para soportar cargas adicionales a las específicas del caso onshore, pues también se ven afectadas por el oleaje y existe un mayor riesgo de inestabilidad debido a la erosión constante que padece el terreno sumergido. Las tipologías más empleadas son:

- Por gravedad:

Este tipo de cimentación se basa en los mismos principios que la cimentación superficial onshore explicada en el apartado 2.4. Cabe añadir, que sus dimensiones suelen ser incluso mayores en el contexto marítimo y, debido a su tonelaje, en algunos casos como el de la figura 2.16a, no se macizan en su totalidad, sino que se dejan unos módulos libres de material para facilitar el transporte en barco. Posteriormente, suelen rellenarse con tierra para reducir costes. Habitualmente, se utilizan en emplazamientos con profundidades menores a 20 metros y se encarecen mucho a partir de los 10 metros. De modo particular, en lugares propensos a heladas suele disponer de una zona más ancha en cabeza que sirve tanto de plataforma de trabajo como de protección frente a pequeños icebergs. (ver figura 2.16b). P previo paso a la colocación, es imprescindible preparar adecuadamente el fondo marino.

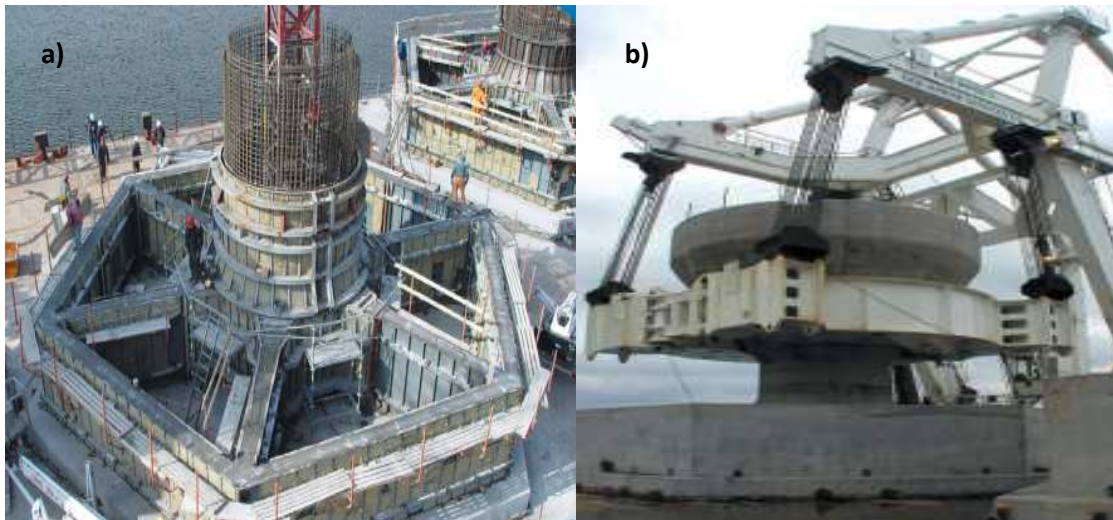


Figura 2.16 Cimentación por gravedad, a) cimentación con planta hexagonal y módulos exentos de hormigón que facilitan el transporte. b) cimentación con ensanche en cabeza a modo de plataforma de trabajo y protección contra bloques de hielo. [10]

Tipo monopilote:

En profundidades de entre 10 y 25 metros y con terrenos de menor capacidad portante que en el caso anterior, ésta es la solución más económica. Consiste en una estructura tubular de acero, de entre 3 y 3,5 metros de diámetro, que se clava en el suelo marino mediante perforación hasta los 30 metros de profundidad [9]. En la parte superior, dispone de una

plataforma de atraque que facilita el acceso a la torre. Requieren una mínima preparación del fondo marino y se comportan mejor frente a la erosión que las de gravedad (ver figura 2.17).



Figura 2.17 Cimentación tubular de acero diseñada por la empresa Bilfinger Berger.

- En forma de trípode:

Esta tipología ha sido diseñada para su uso en aguas de entre 30 y 40 metros de profundidad. El trípode se ancla al fondo marino mediante pilotes de acero y, aunque son más caras que, por ejemplo, la cimentación de gravedad, se consideran las más apropiadas para el soporte de turbinas de entre 4 y 5 MW. En la figura 2.18 se muestra tanto el transporte (figura 2.18a) como su colocación (figura 2.18b).

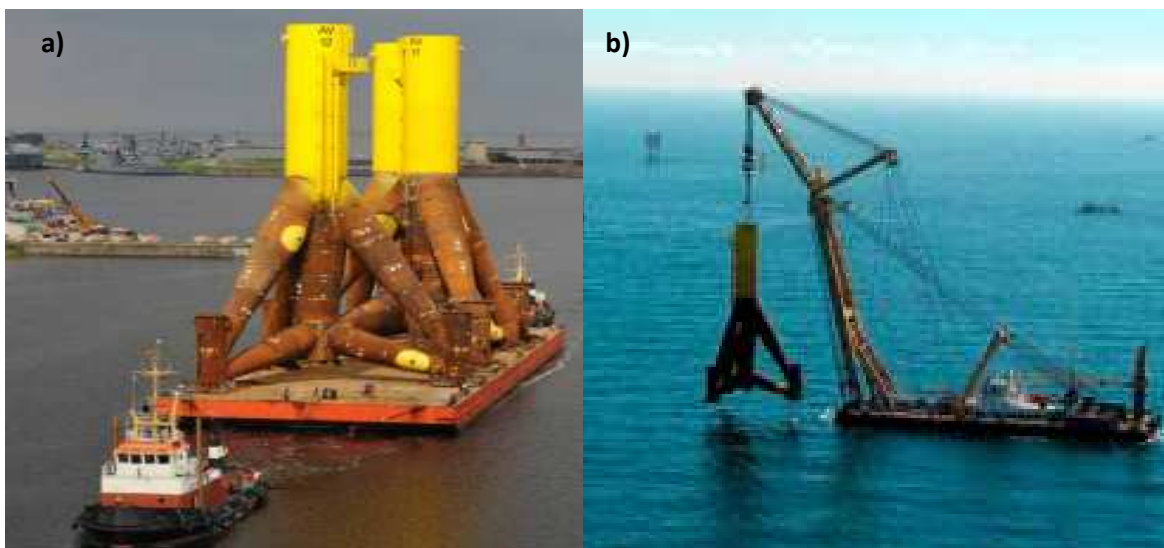


Figura 2.18 Cimentación diseñada por Alpha Ventus. a) transporte en barco. b) instalación mediante barco grúa.

- Tipo “Jacket”:

Esta estructura proviene de la industria petrolera offshore y se emplea hasta profundidades de 60 metros. Su coste de fabricación es bastante elevado, pero tiene un amplio margen de reducción de costes a través del aprovechamiento de las economías de escala [9]. El sistema jacket se ancla al fondo mediante el uso de pilotes y, puesto que se transporta e instala de una sola pieza, requiere de barcos especiales. (ver figura 2.19).



Figura 2.19 Aerogenerador offshore con cimentación tipo jacket.

- Tipo “Suction Buckets”:

Consiste en un diseño muy reciente de apariencia similar a la cimentación por gravedad. Se fijan al suelo marino mediante un sistema de succión a presión y su instalación es sencilla, rápida y más económica que la del resto de sistemas al no requerir ningún tipo de perforación. Tan solo es necesario depositar el fondo de la cimentación, que en este caso es de acero, y aplicar succión a la base para que esta penetre en el suelo (ver figura 2.20).

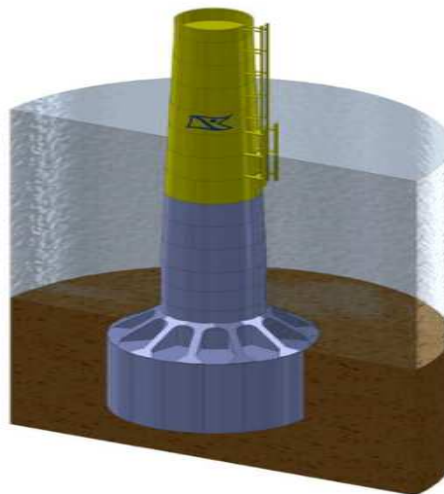


Figura 2.20 Sistema “suction bucket” escogido por Forewind para el parque eólico de la costa norte de North Yorkshire, Reino Unido. [11]

- Soportes flotantes:

Este tipo de sustentación es muy vanguardista y aún está por ver cuál puede ser su alcance real. Parece ser, que para profundidades intermedias los costes podrían llegar a ser semejantes a los de estructuras fijas y, además, ampliaría de manera importantísima los potenciales lugares de ubicación. En su favor juega una reducción del impacto visual y una mayor flexibilidad el proceso constructivo. La complejidad de su diseño, es mucho mayor que para cualquier otro caso, pues es necesario modelar el movimiento acoplado de la estructura soporte y la turbina. La infraestructura eléctrica también es un nuevo reto. En la figura 2.21 se muestra un aerogenerador de soporte flotante.



Figura 2.21 Turbina flotante en la costa de Fukushima, Japón. [12]

CAPÍTULO 3.

CRITERIOS DE DISEÑO ADOPTADOS

3.1 CRITERIOS GENERALES

La cimentación constituye el elemento intermedio que permite transmitir las cargas que soporta la estructura al suelo subyacente. Ello debe lograrse de modo que no se rebase la capacidad portante del suelo y que las deformaciones producidas en éste, sean admisibles para la estructura. Para realizar una correcta cimentación, deberán tenerse en cuenta las características geotécnicas del suelo y se deberá dimensionar el propio cimiento como elemento de hormigón, de modo que se cumplan los estados límite de servicio y último.

Los criterios de diseño adoptados, son los considerados en la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08) [13] en relación a los diferentes Estados Límite que se detallan a continuación y, en menor medida, por las recomendaciones de otros códigos y guías como el Código Técnico de la Edificación (CTE) [14], la Guía de Cimentaciones del Ministerio de Fomento en obras de carretera [15] o la guía danesa *Guidelines for design of wind turbines* [16].

3.1.1 Estados Límite Últimos (ELU)

El Estado límite último es el que define situaciones que de ser rebasadas, la estructura o parte de ella pueda colapsar al superar su capacidad resistente. En general, que un ELU sea sobrepasado es una situación extremadamente grave que puede provocar cuantiosos daños materiales y personales.

ELU en elementos superficiales de cimentación:

- Pérdida de la capacidad portante del terreno de apoyo de la cimentación por hundimiento, deslizamiento o vuelco entre otros.
- Pérdida de la estabilidad global del terreno en el entorno próximo a la cimentación.
- Pérdida de la capacidad resistente de la cimentación por fallo estructural.
- Fallos originados por efectos que dependen del tiempo (durabilidad del material de la cimentación, fatiga del terreno sometido a cargas variables repetidas).

3.1.2 Estados límite de servicio (ELS)

Este estado límite marca el escenario que, de ser rebasado, produce una pérdida de funcionalidad o deterioro de la estructura. En general los ELS se refieren a situaciones reparables que no suponen consecuencias graves para los usuarios.

ELS en elementos superficiales de cimentación:

- Movimientos excesivos de la cimentación que puedan inducir esfuerzos y deformaciones anormales en el resto de la estructura que se apoya en ellos y, que aunque no lleguen a romperla, afecten a la apariencia de la obra, al confort de los usuarios, o al funcionamiento de los equipos e instalaciones.
- Vibraciones que al transmitirse a la estructura pueden producir falta de confort en las personas o reducir su eficacia funcional.
- Los daños o el deterioro que pueden afectar negativamente a la apariencia, a la durabilidad o a la funcionalidad de la obra.

3.1.3 Verificaciones basadas en el formato de los coeficientes parciales

Se deberá verificar que no se supera ningún estado límite utilizando valores adecuados para:

- Las solicitaciones de la estructura sobre la cimentación.
- Las acciones (cargas y empujes) que se puedan transmitir o generar a través del terreno sobre la cimentación.
- Los parámetros de comportamiento mecánico del terreno.
- Los parámetros de comportamiento mecánico de los materiales utilizados en la construcción de la cimentación.
- Los datos geométricos del terreno y la cimentación.

En el marco del método de los estados límite, los valores de cálculo de las acciones se obtendrán a partir de valores representativos y característicos, multiplicándolos o dividiéndolos por los correspondientes coeficientes parciales de seguridad.

La instrucción EHE-08, en base a numerosos estudios y en paralelo con otros códigos manuales, fija unos coeficientes de seguridad que afectan al valor de las cargas como muestra la tabla 3.1 para ELU y la tabla 3.2 para ELS. La misma EHE-08, establece también unos coeficientes de seguridad que afectan a la capacidad mecánica de los materiales. Éstos son los indicados en la tabla 3.3.

Coefficientes parciales de seguridad para las acciones en ELU:

Tipo de acción	Situación persistente o transitoria		Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G=1,00$	$\gamma_G=1,35$	$\gamma_G=1,00$	$\gamma_G=1,00$
Pretensado	$\gamma_P=1,00$	$\gamma_P=1,00$	$\gamma_P=1,00$	$\gamma_P=1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*}=1,00$	$\gamma_{G^*}=1,50$	$\gamma_{G^*}=1,00$	$\gamma_{G^*}=1,00$
Variable	$\gamma_Q=0,00$	$\gamma_Q=1,50$	$\gamma_Q=0,00$	$\gamma_Q=1,00$
Accidental	-	-	$\gamma_A=1,00$	$\gamma_A=1,00$

Tabla 3.1 Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de Estados Límites Últimos (EHE-08).

Coefficientes parciales de seguridad para las acciones en ELS:

Tipo de acción	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G=1,00$	$\gamma_G=1,00$
Pretensado armadura pretesa	$\gamma_P=0,95$	$\gamma_P=1,05$
Pretensado armadura postesa	$\gamma_P=0,90$	$\gamma_P=1,10$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*}=1,00$	$\gamma_{G^*}=1,00$
Variable	$\gamma_Q=0,00$	$\gamma_Q=1,00$

Tabla 3.2 Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de Estados Límites de Servicio (EHE-08).

Coefficientes parciales de seguridad de los materiales en ELU:

Situación de proyecto	Hormigón γ_c	Acero pasivo y activo γ_s
Persistente o transitoria	1,5	1,15
Accidental	1,3	1,0

Tabla 3.3 Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límite Últimos (EHE-08).

3.2 CRITERIOS ESPECÍFICOS**3.2.1 Hundimiento**

El hundimiento de una cimentación, puede definirse como la movilización de la máxima resistencia al esfuerzo cortante en el suelo, a lo largo de una superficie de deslizamiento, acompañada con deformaciones verticales (asientos) elevadas y, generalmente, acompañadas de giros o incluso vuelcos de la estructura sustentada.

El mecanismo de rotura que se produzca dependerá del tipo de suelo, muy particularmente de sus características resistentes y de su compresibilidad. Se consideran tres tipos de mecanismo de rotura [17]:

- Mecanismo de rotura general. (figura 3.1a)
- Mecanismo de rotura por punzonamiento. (figura 3.1b)
- Mecanismo de rotura local. (figura 3.1c)

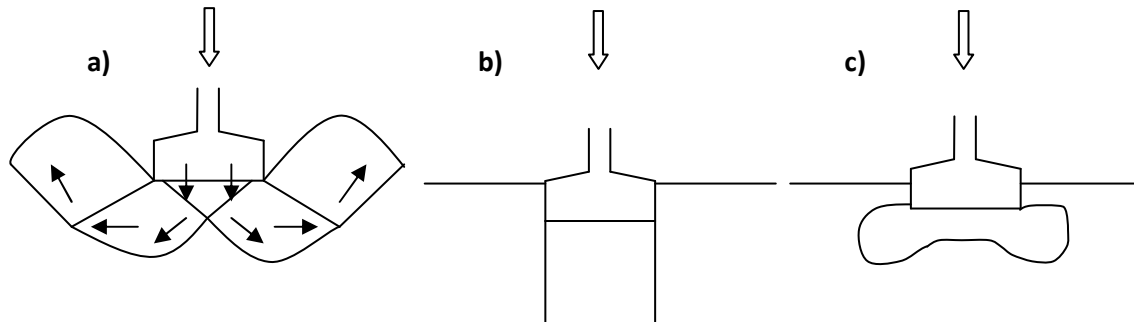


Figura 3.1 Mecanismos de rotura del terreno: a) mecanismo de rotura general, b) mecanismo de rotura por punzonamiento, c) mecanismo de rotura local.

Mediante la exploración del terreno y el estudio geotécnico del mismo, se pueden obtener datos que permiten conocer su comportamiento. Los ensayos más usuales son [14]:

- En sondeo: ensayo de penetración estándar (SPT), ensayo de molinete (Vane Test), ensayo presiométrico (PMT), ensayo Lefranc, ensayo Lugeon.
- En superficie o en pozo: ensayo de carga con placa.
- En pozo: ensayo de bombeo.

Los resultados obtenidos darán directamente, o mediante correlaciones, información sobre:

- Profundidad de la capa freática.
- Diferentes capas del terreno, su inclinación, espesor y características mecánicas y químicas.
- Presión vertical admisible (hundimiento).
- Presión vertical de servicio (asientos tolerables).
- Módulo de balasto, empujes activo, pasivo y de reposo.
- Asientos diferenciales esperables y admisibles.
- Agresividad del terreno y de las aguas.
- Muestras del suelo para conocer otras características mecánicas.

Presión de hundimiento

De los resultados y el posterior análisis de la campaña de prospección geotécnica, se obtendrán magnitudes referidas a cargas o presiones teóricas, a través de las cuales el terreno de apoyo de la estructura de cimentación alcanza un estado de rotura. Una vez calculada la presión de hundimiento (p_h), se establece una presión de trabajo admisible máxima (σ_{adm}), dividiendo la presión de hundimiento por un factor de seguridad global (ecuación 3.1).

$$\sigma_{adm} = \frac{p_h}{FS} \quad (3.1)$$

Para cimentaciones superficiales, dicho factor de seguridad suele tomarse con valor $FS=3$, aunque en ciertos casos, si se conocen con más precisión los parámetros resistentes del terreno y las cargas que se van a aplicar, pueden justificarse valores menores.

La forma de proyectar en función de un valor de presión admisible sigue los siguientes pasos:

1. Estimar una presión admisible. Basándose en la experiencia del proyectista o utilizando tablas que recogen presiones admisibles en función del tipo de terreno como la tabla 3.4, procedente de la normativa española de acciones en la edificación, AE-88. También existen expresiones teóricas como las de Prandtl o Brinch Hansen que permiten estimar la capacidad portante del suelo, de conocerse determinadas propiedades del terreno.
2. Calcular la distribución de presiones bajo la cimentación. Habitualmente, se supone una ley lineal, obtenida por equilibrio, con el objetivo de simplificar los cálculos y dando como resultado un valor máximo σ_{max} y un valor mínimo σ_{min} .
3. Igualar la presión máxima transmitida al terreno a la presión de trabajo admisible. De este modo, se procede a verificar si las dimensiones de la cimentación son compatibles con la capacidad portante del terreno (puede ser necesario un proceso iterativo de cálculo).

En referencia a este procedimiento, la normativa española AE-88 permite, en el caso de cargas excéntricas que provoquen distribuciones de presiones no uniformes, que en los bordes se aumente la tensión admisible un 25%, siempre que la presión admisible en el centro de gravedad de la superficie de apoyo, no exceda la presión admisible.

En la figura 3.2, se puede apreciar el estado tensional bajo una zapata sometida a un esfuerzo axial N y un momento flector M .

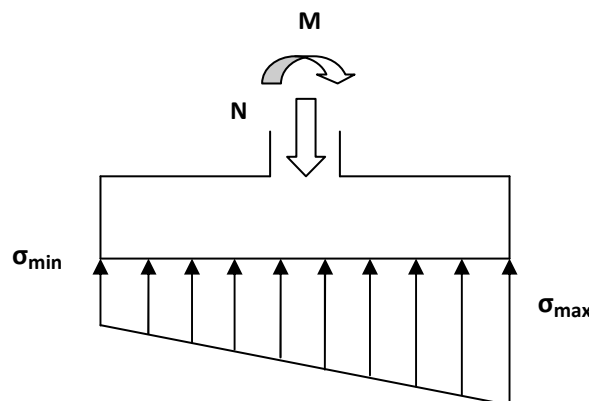


Figura 3.2 Distribución de tensiones bajo una zapata según una ley lineal.

Naturaleza del terreno	Presión admisible en kg/cm ² , para profundidad de cimentación en m de:				
	0	0,5	1	2	≤3
1. Rocas (2)					
No estratificadas	30	40	50	60	60
Estratificadas	10	12	16	20	20
2. Terrenos sin cohesión (2)					
Graveras	-	4	5	6,3	8
Arenosos gruesos	-	2,5	3,2	4	5
Arenoso finos	-	1,6	2	2,5	3,2
3. Terrenos coherentes					
Arcillosos duros	-	-	4	4	4
Arcillosos semiduros	-	-	2	2	2
Arcillosos blandos	-	-	1	1	1
Arcillosos fluidos	-	-	0,5	0,5	0,5
4. Terrenos deficientes					
Fangos	En general resistencia nula, salvo que se determine experimentalmente el valor admisible.				
Terrenos orgánicos					
Rellenos sin consolidar					
Observaciones:					
1) a) Los valores que se indican corresponden a rocas sanas, pudiendo tener alguna grieta. b) Para rocas meteorizadas o muy agrietadas las tensiones se reducirán prudencialmente.					
(2) a) Los valores indicados se refieren a terrenos consolidados que requieren el uso de pico para removerlos. Para terrenos de consolidación media en que la pala penetra con dificultad, los valores anteriores se multiplican por 0,8. Para terrenos sueltos, que se remuevan fácilmente con la pala, los valores indicados se multiplican por 0,5. b) Los valores indicados corresponden a una anchura de cimiento igual o superior a 1m. En caso de anchuras inferiores, la presión se multiplicará por la anchura del cimiento expresada en metros. c) Cuando el nivel freático diste de la superficie de apoyo menos de su anchura, los valores de la tabla se multiplicarán por 0,8.					

Tabla 3.4 Presiones admisibles en el terreno de cimentación (AE-88).

3.2.1.1 Distribución de tensiones bajo la cimentación

La ley de presiones bajo la cimentación se puede dividir en la suma de dos tensiones. Una para cada esfuerzo (ver figura 3.3), dónde se cumple:

- Carga vertical N: Proporciona una distribución uniforme de tensiones.
- Momento M: Proporciona una variación lineal.

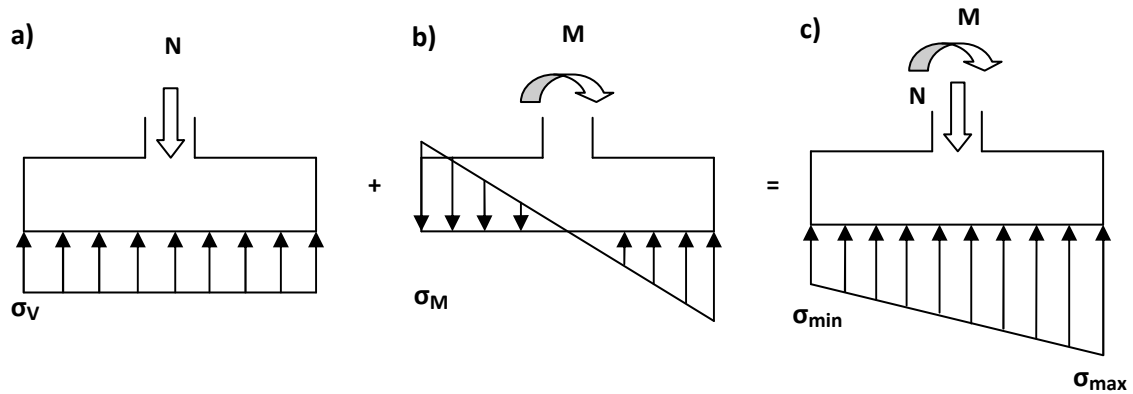


Figura 3.3 Descomposición de la tensión bajo la zapata en esfuerzos: a) distribución uniforme por carga vertical, b) distribución lineal generada por un momento flector, c) distribución total, suma de a) y b).

En situaciones donde el momento sea más determinante que el axil, la excentricidad de las cargas puede situarse fuera del núcleo central de la sección, provocando su despegue. En ese caso, la distribución tensional bajo la zapata adopta una forma triangular. (ver figura 3.4)

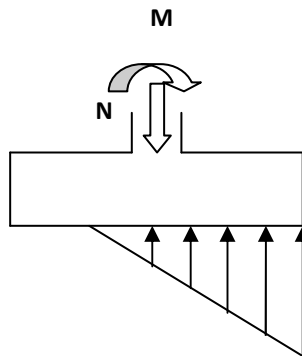


Figura 3.4 Distribución triangular de presiones.

En caso de producirse dicha situación, al “levantarse” parte de la zapata, las propiedades físicas de la sección que realmente trabaja, varían en función de dicho levantamiento. Es decir, el área que colabora se reduce, tiene un centro de gravedad diferente al original (con despegue 0) y por lo tanto la inercia de la sección también se ve afectada. En la figura 3.5 se detalla este razonamiento.

Se definen:

- e : Excentricidad de las cargas respecto G. Se calcula según la ecuación (3.2).
- e_{des} : Excentricidad de despegue de la zapata. Valor a partir del cual existe despegue. Se calcula según la ecuación (3.3).
- e' : Excentricidad de las cargas respecto de G' en situación de despegue. Se calcula según la ecuación (3.4).

$$e = \frac{M}{N} \quad (3.2)$$

$$e_{des} = \frac{W}{A} \quad (3.3)$$

$$e' = \frac{W_{max}}{A'} \quad (3.4)$$

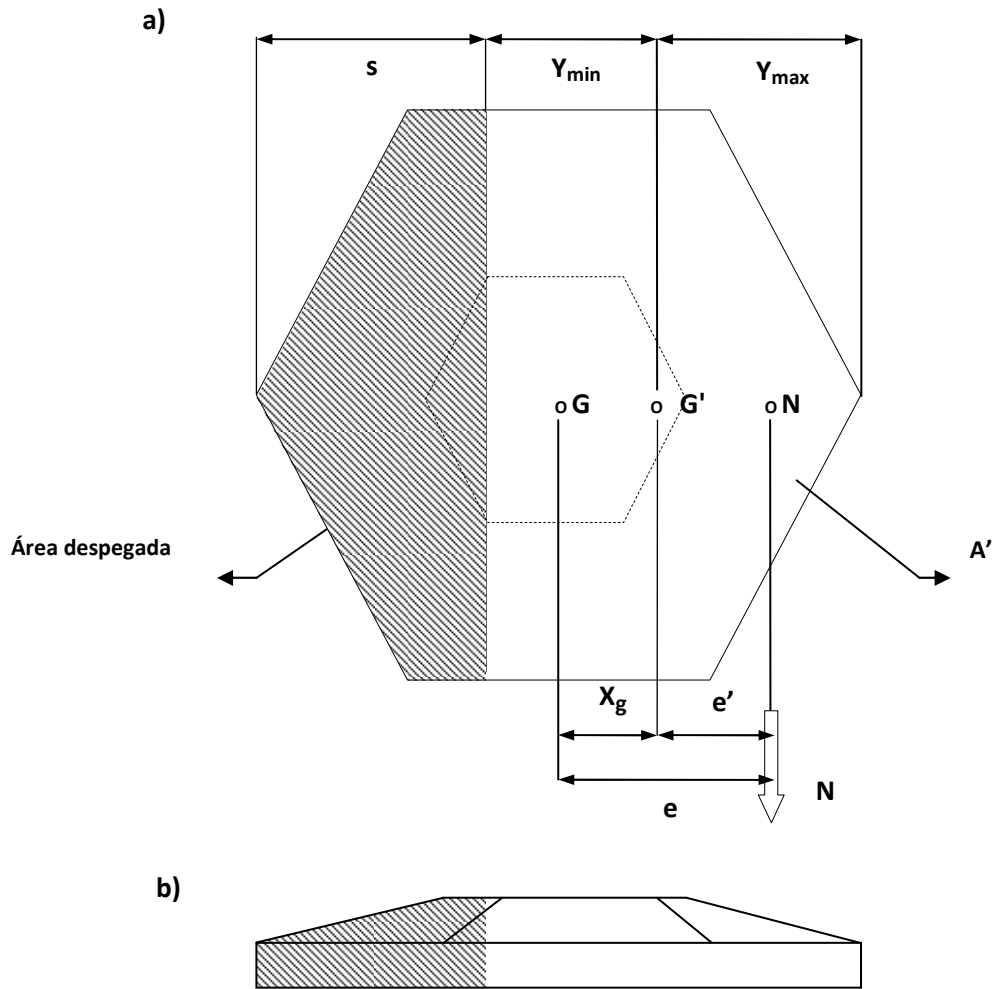


Figura 3.5 a) vista inferior de la zapata, b) vista en alzado.

Como se aprecia en la figura 3.5, debe cumplirse que la excentricidad (e) de las cargas respecto al centro de gravedad inicial de la pieza (G), sea igual al desplazamiento de dicho centro de gravedad (X_g) producido por el despegue, más la excentricidad (e') de las cargas respecto al nuevo centro de gravedad (G'). (Ecuación 3.5).

$$e = X_g + e' \quad (3.5)$$

Por lo tanto, se puede calcular el despegue de la zapata mediante los siguientes pasos:

- Calcular e según la ecuación (3.2).
- Calcular e_{des} según la ecuación (3.3).
- Verificar si $e \geq e_{des}$ y por lo tanto existe despegue.
- En caso de existir despegue, imponer un valor s y calcular las nuevas propiedades geométricas de la sección colaborante en función de dicho despegue. Se obtendrán $X_g(s)$ y $e'(s)$, entre otros.
- Comprobar si, $X_g(s) + e'(s) = M/V$. Si no coincidiesen, se repite el mismo proceso hasta encontrar el despegue (s) que hace cumplir la igualdad anterior.

Conocido el despegue, también se podrán concretar los valores Y_{max} y Y_{min} necesarios para evaluar la tensión bajo la zapata. Fruto de imponer la compatibilidad, el equilibrio y el comportamiento lineal del terreno, las expresiones clásicas de resistencia de materiales quedan definidas según las ecuaciones (3.6) y (3.7).

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A'} + \frac{M - (X_g \cdot N)}{W_{min}} \quad (3.6)$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{A'} - \frac{M - (X_g \cdot N)}{W_{max}} \quad (3.7)$$

Dónde:

$$W_{min} = \frac{I'}{Y_{max}} \quad (3.8)$$

$$W_{max} = \frac{I'}{Y_{min}} \quad (3.9)$$

3.2.2 Estabilidad estructural frente a vuelco y deslizamiento

Se refiere a la capacidad de una estructura según las fuerzas que actúan sobre ella de alcanzar un estado de equilibrio estable. Las combinaciones de fuerzas o acciones bajo las cuales una estructura pierde su estabilidad se denominan inestabilidades y pueden ser de varios tipos conduciendo a:

- Vuelco.
- Deslizamiento.
- Inestabilidad elástica (pandeo, abolladura, inestabilidad de arcos, entre otros).

El equilibrio de una estructura debe manifestarse de forma permanente en el tiempo incluso frente a acciones externas perturbadoras resultando siempre:

$$E_{d,estab} \geq E_{d,desestab}$$

$E_{d,estab}$: Valor de cálculo de las acciones estabilizadoras.

$E_{d,desestab}$: Valor de cálculo de los efectos de las acciones desestabilizadoras.

3.2.2.1 Estabilidad frente al vuelco

En la Guía de Cimentaciones del Ministerio de Fomento para obras de carretera [15], se definen dos tipos de vuelco: rígido y plástico. El vuelco rígido se produce al suponer que el eje de giro es la propia arista de la cimentación (ver figura 3.6a). En cambio, el vuelco plástico limita el valor de las tensiones en el momento teórico de vuelco, retranqueando el eje una cierta distancia respecto a la arista de la cimentación (ver figura 3.6b).

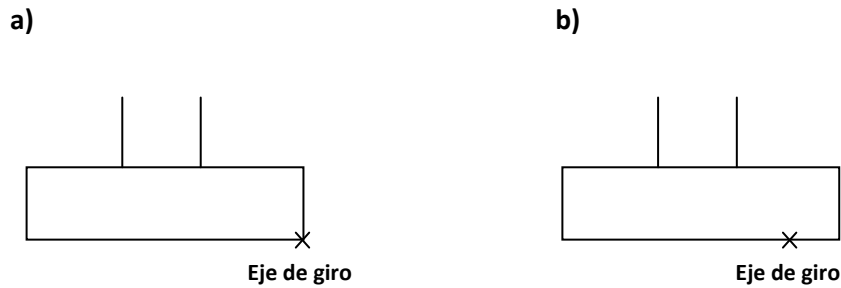


Figura 3.6 a) vuelco rígido, b) vuelco plástico

Para el cálculo de la estabilidad al vuelco y siguiendo las recomendaciones de la citada guía, se ha creído conveniente valorar la seguridad al vuelco según criterios plásticos. Esta suposición es más realista que la definida mediante el vuelco rígido, el cual exige presiones infinitas en el terreno en el momento teórico de vuelco, que tan solo se producirían si éste fuese infinitamente rígido y resistente. En la figura 3.7 se indica la distribución de presiones bajo la zapata en el instante en que se produce el vuelco plástico y según las representadas cargas actuantes en una zapata rectangular $B \cdot L^*$. [15]

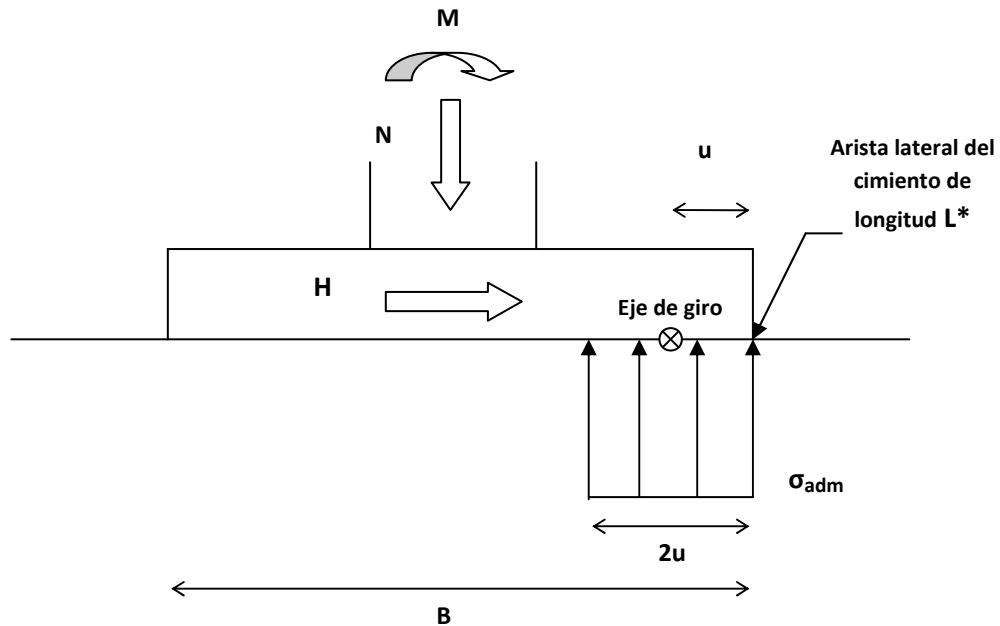


Figura 3.7 Representación del momento teórico de vuelco mediante criterios plásticos para una cimentación rectangular que debe resistir: una fuerza vertical (N), una fuerza horizontal (H) y un momento flector (M).

El **retranqueo “u”** es por lo tanto, la distancia entre el borde y el eje de giro y se calcula según la ecuación 3.1.

$$u = \frac{1}{2} \cdot \frac{N}{3 \cdot \sigma_{adm} \cdot L^*} \quad (3.10)$$

Adicionalmente, se tendrá en cuenta el artículo 41 de la EHE-08 “Estado Límite de Equilibrio” para definir la estabilidad frente a vuelco mediante un factor de seguridad. (Ecuación 3.11)

$$\frac{M_{estab}}{M_{desestab}} \geq 1 = FS \quad (3.11)$$

M_{estab} : Momentos estabilizadores.

$M_{desestab}$: Momentos desestabilizadores.

En el precitado artículo se definen los siguientes coeficientes parciales de seguridad:

0,9: Para acciones estabilizantes de peso propio.

1,1: Para acciones desestabilizantes de peso propio.

γ_Q : Para acciones desestabilizantes de las sobrecargas (Tabla 3.1).

3.2.2.2 Estabilidad frente al deslizamiento

Teniendo en cuenta los coeficientes de seguridad vistos en el apartado anterior y en base a los mismos criterios:

$$\frac{F_{estab}}{F_{desestab}} \geq FS = 1 \quad (3.12)$$

F_{estab} : Fuerzas estabilizadoras.

$F_{desestab}$: Fuerzas desestabilizadoras.

Del lado de la seguridad, no se considerará el empuje pasivo del terreno como acción favorable.

3.2.3 Capacidad estructural del cimiento

Con el fin de garantizar que el cimiento no sufre un fallo estructural por insuficiente resistencia de los materiales, el diseño de las zapatas se llevará a cabo siguiendo las especificaciones de la EHE-08. En esta línea, se debe tener en cuenta el artículo 58 de la instrucción y diferenciar entre zapatas rígidas y flexibles.

- Zapata rígida: aquella cuyo vuelo (V_{max}) sea menor o igual a 2 veces su canto (h). (ver figura 3.8a)
- Zapata flexible: aquella cuyo vuelo sea superior a 2 veces su canto. (ver figura 3.8b)

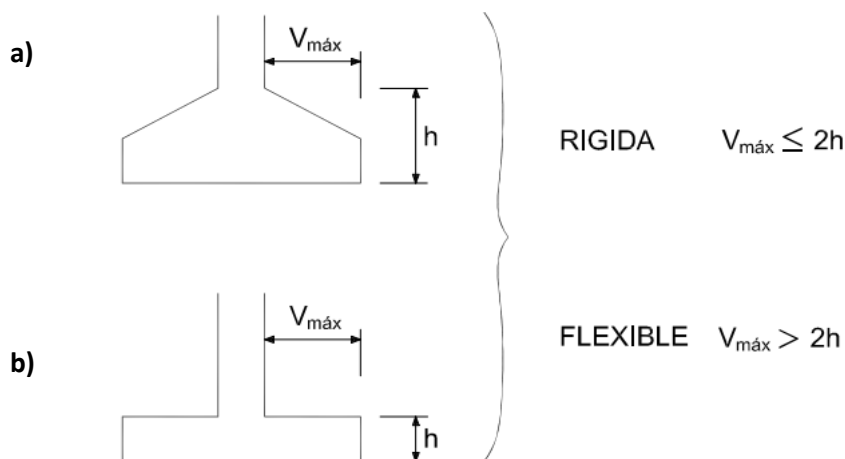


Figura 3.8 a) zapata rígida, b) zapata flexible.

En las cimentaciones de tipo rígido, la distribución de deformaciones es no lineal a nivel de la sección, y, por tanto, el método general de análisis más adecuado es el de bielas y tirantes, indicado en los artículos 20 y 40 de la EHE-08. En cambio, en cimentaciones de tipo flexible la distribución de deformaciones a nivel de sección puede considerarse lineal, y es de aplicación la teoría general de flexión. En la figura 3.9 se indican los métodos más usuales de cálculo en función de la tipología de cimentación superficial.

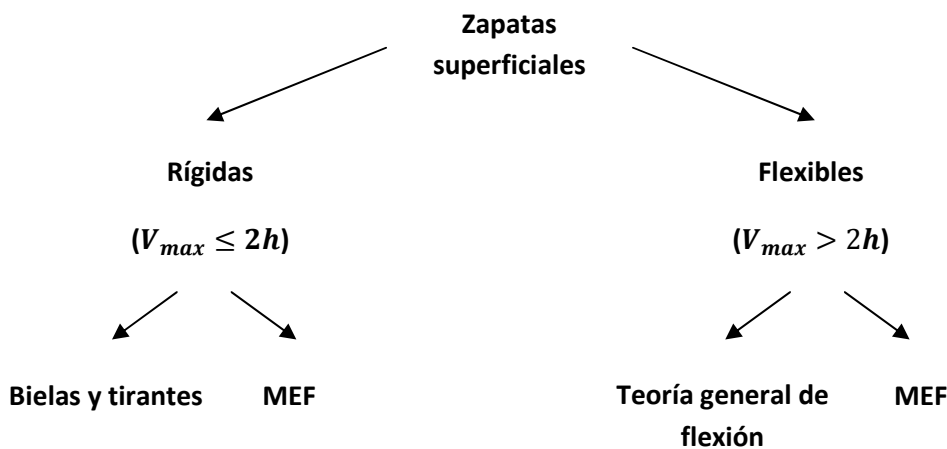


Figura 3.9 Método de cálculo según la tipología de zapata.

En el estudio que se desarrolla, por criterios de estabilidad estructural la tipología será siempre flexible y el dimensionamiento se realizará mediante la teoría general de flexión. La comprobación de la capacidad estructural de la cimentación se realizará según las recomendaciones de la instrucción EHE-08. Para toda combinación de acciones, se deberá verificar:

$$S_d \leq R_d$$

S_d : Valor de cálculo de la sollicitación correspondiente a la combinación de acciones que actúan en el modelo estructural estudiado.

R_d : Resistencia de cálculo de la estructura.

3.2.3.1 Armadura frente a solicitaciones normales

Se seguirán las especificaciones del Anejo 7 de la EHE-08 *Cálculo de secciones en Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales*. Las fórmulas que se presentan en dicho Anejo se han deducido tras adoptar un diagrama bilineal para el acero de la armadura pasiva y un diagrama parabólico-rectangular (ver figura 3.10) para el hormigón comprimido aproximado para el cálculo de resultantes de tensiones y momentos.

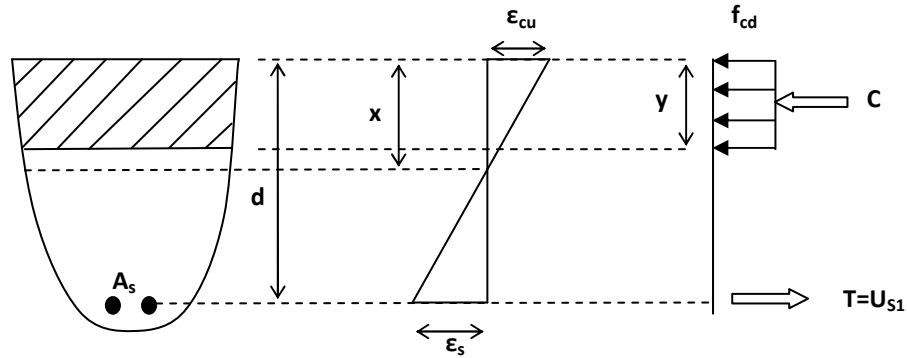


Figura 3.10 Diagrama rectangular.

La zona de compresión llega hasta y siendo:

$$y = 0,8 \cdot x \quad \text{si } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$

Las ecuaciones de equilibrio que se obtienen son:

- Equilibrio de fuerzas horizontales:

$$C = T \Rightarrow f_{cd} \cdot y \cdot b = A_s \cdot \sigma_s \quad (3.13)$$

- Equilibrio de momentos:

$$M = T \cdot (d - 0,5 \cdot y) = C \cdot (d - 0,5 \cdot y) \quad (3.14)$$

De acuerdo con esta distribución rectangular y observando las deformaciones que se producen, lo ideal es diseñar la sección para que la armadura alcance su límite elástico sin que antes el hormigón padezca una rotura frágil por compresión. Por lo tanto, se impondrá $\sigma_s = f_{yd}$ para garantizar una rotura dúctil y se verificará la no rotura a compresión del hormigón. La formulación propuesta por la EHE-08 se detalla a continuación.

Formulación para el dimensionamiento a flexión simple en sección rectangular (EHE-08):

Para hormigones con $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$ la profundidad límite es:

$$x_l = 0,625 \cdot d \quad (3.15)$$

Caso 1:

$$M_d \leq 0,375 \cdot U_0 \cdot d \quad (3.16)$$

$$U_{s2} = 0 \quad (3.17)$$

$$U_{s1} = U_0 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{U_0 \cdot d}} \right) \quad (3.18)$$

Caso 2:

$$M_d > 0,375 \cdot U_0 \cdot d \quad (3.19)$$

$$U_{s2} = \frac{M_d - 0,375 \cdot U_0 \cdot d}{d - d'} \quad (3.20)$$

$$U_{s1} = 0,5 \cdot U_0 + U_{s2} \quad (3.21)$$

Donde:

$$U_0 = f_{cd} \cdot b \cdot d \quad (3.22)$$

$$U_{s1} = f_{yd} \cdot A_{s1} \quad (3.23)$$

Las fórmulas propuestas suponen que la sección sólo dispondrá de armadura en el paramento comprimido si el momento de cálculo M_d es superior al momento límite $0,375 \cdot U_0 \cdot d$, momento del bloque comprimido de hormigón respecto de la fibra donde se sitúa la armadura traccionada, para $x_l = 0,625d$, que supone una deformación en la fibra de acero $\varepsilon_y = 0,002$.

El caso 1 corresponde a situaciones de dimensionamiento donde $0 < x \leq 0,625d$. En el caso 2, la posición de la fibra neutra, $x = 0,625d$, se mantiene constante.

3.2.4.2 Armadura a cortante

El propio hormigón es capaz de resistir parte de este tipo de esfuerzos en base al mecanismo de engranamiento de los áridos, y al efecto pasador de la armadura longitudinal. Si bien, en este tipo de elementos la colaboración del hormigón (V_{cu}) suele no ser suficiente, requiriendo armadura de cortante (V_{su}).

El estado Límite de Agotamiento por esfuerzo cortante se puede alcanzar, ya sea por agotarse la resistencia a compresión del alma, o por agotarse su resistencia a tracción. En consecuencia, es necesario comprobar que se cumple simultáneamente:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad (3.24)$$

$$V_{rd} \leq V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \quad (3.25)$$

Contribución del hormigón a cortante (V_{cu}):

$$V_{cu} = \frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b \cdot d \quad (3.26)$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) < 2,0 \quad (3.27)$$

$$\rho_l = \frac{A_s + A_p}{b \cdot d} \leq 0,02 \quad (3.28)$$

Esta capacidad no podrá ser inferior a la capacidad de exclusivamente el hormigón:

$$V_{cu} = \frac{0,075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b \cdot d \quad (3.29)$$

Capacidad a cortante con estribos (V_{su}):

El cortante restante que falte por resistir, deberá ser soportado por cercos. Si estos se colocan a 90º, la cuantía de armadura transversal viene determinada por:

$$V_{su} = A_{st} \cdot f_{yd} \cdot 0,90 \cdot d \quad (3.30)$$

3.2.5 Recubrimiento de hormigón

Para evitar la corrosión del acero es importante establecer el suficiente recubrimiento de hormigón de las barras. Dicho recubrimiento dependerá de:

- La vida útil de proyecto.
- La resistencia característica del hormigón y el tipo de cemento.
- La clase general de ambiente al que se expone.
- La agresividad química del entorno.
- El nivel de control de la ejecución.

La instrucción EHE-08 aconseja unos recubrimientos mínimos en función de todos los factores anteriormente citados. Éstos se muestran en la tabla 3.5.

Clase de exposición	Tipo de elemento	Resistencia característica del hormigón (N/mm ²)	Vida útil de proyecto (t _g), (años)	
			50	100
I	Cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15	25
II a	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
II b	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de elementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

Tabla 3.5 Recubrimientos mínimos (mm) para las clases generales de exposición I y II. (EHE-08).

CAPÍTULO 4.

ESTUDIO DE DISTINTAS GEOMETRÍAS DE ZAPATAS

4.1 INTRODUCCIÓN

Hasta la fecha de hoy, se han construido cimentaciones superficiales para aerogeneradores con formas poligonales y circulares, dando resultados excelentes a nivel mecánico pero con distintos costes asociados. En este capítulo, se muestran las soluciones obtenidas para las cimentaciones con geometrías más comunes: cuadrada, hexagonal, octogonal y circular. Su cálculo es un proceso laborioso, por lo que en este capítulo del trabajo únicamente se detalla el proceso de diseño de la cimentación con planta hexagonal. El cálculo de las zapatas con geometrías cuadrada, octogonal y circular se localiza en el Anejo I.

4.2 MARCO CONTEXTUAL DEL ESTUDIO

Una vez establecidos los criterios generales y específicos que marcarán el procedimiento a seguir durante el análisis de las diferentes geometrías de zapatas, se definirán las hipótesis necesarias para llevar a cabo el estudio comparativo. En este apartado se plantearán las bases y requerimientos del entorno de trabajo, justificándose los diferentes parámetros escogidos.

4.2.1 Geometrías en planta a analizar

En este estudio se desarrollarán y compararán los casos con geometría: (1) cuadrada; (2) hexagonal; (3) octogonal y (4) circular. Representando así, la mayor parte de las geometrías que se emplean habitualmente.

4.2.2 Dimensiones del aerogenerador

Como se ha explicado en el capítulo 2, la tendencia es a optar por aerogeneradores de mayor altura en busca de una mejor calidad de viento, y así reducir el número de aerogeneradores necesarios para instalar una misma potencia. Un hecho remarcable es, que los aerogeneradores con fuste metálico dejan de ser competitivos frente a los de hormigón a partir de 80 metros de altura, exigiendo grandes espesores de chapa e incluso plateando nuevos retos en el montaje.

En base a todo ello y según los proyectos consultados [7] y [18], se ha escogido un aerogenerador de 100 metros de altitud, con fuste de hormigón, capaz de generar 3,5 MW de potencia. Los aerogeneradores con torre de hormigón presentan esbelteces de entre 10 y 20, por lo que sus diámetros en la base son de entre 5 y 10 metros. Escoger uno u otro valor, no favorecerá o perjudicará a ninguna geometría mientras se respete un mismo diámetro de base durante todo el estudio.

Teniendo todo ello en consideración, las características del aerogenerador escogidas son las especificadas en la tabla 4.1.

Altura	D _{fuste}	D _{rotor}	Potencia
100 m	7,5 m	100 m	3,5 MW

Tabla 4.1 Características del aerogenerador.

4.2.3 Cargas transmitidas a la cimentación

- Cargas gravitatorias: cargas estáticas y dinámicas resultantes de la acción de las vibraciones, rotación de las palas, gravedad, y actividad sísmica sobre la estructura.
- Cargas aerodinámicas: cargas estáticas y dinámicas resultantes de la acción del flujo de aire y su interacción con las partes de la estructura. El flujo de aire depende de la velocidad de giro del rotor, la velocidad media del viento, la intensidad de la turbulencia, la densidad del aire, y las formas aerodinámicas de los componentes de la turbina.

Los valores escogidos para cada tipo de acción han sido promediados de los proyectos [7] y [18] de la bibliografía y se indican en la tabla 4.2. La determinación de las acciones producidas por la acción del viento sobre el rotor, cuando el aerogenerador se encuentra en funcionamiento, debería realizarse teniendo en cuenta consideraciones aerodinámicas o ensayos de laboratorio a escala reducida. A pesar de ello, en los precitados proyectos, se estima la acción del viento mediante un ratio por m^2 de superficie barrida por las palas. El ratio elegido es $0,1 \text{ KN}/m^2$, generando una fuerza puntual de aproximadamente 800 KN aplicada en el extremo superior de la torre. En la figura 4.1 se han representado gráficamente las diferentes acciones.

Acciones gravitatorias		Acciones aerodinámicas	
Peso fuste (P_f)	Peso góndola (P_g)	Fuerza sobre el rotor (F_{v1})	Fuerza sobre el fuste (F_{v2})
10.400 kN	1.600 kN	800 kN	700 kN

Tabla 4.2 Acciones en la estructura.

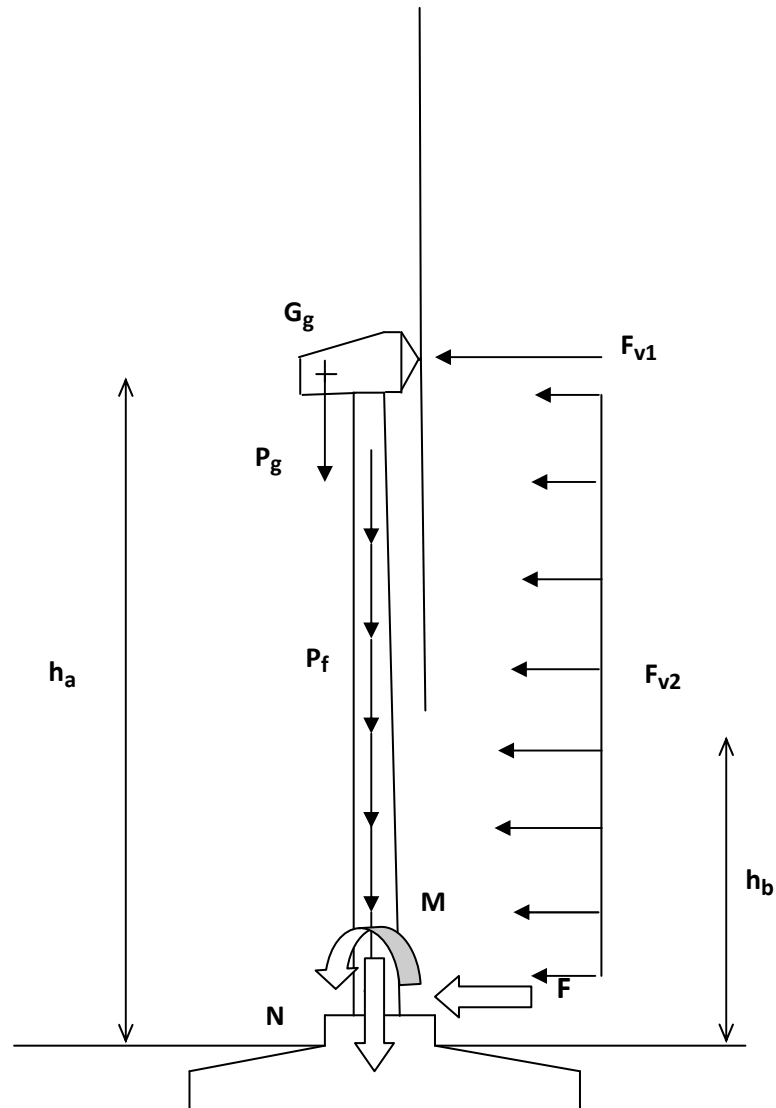


Figura 4.1 Acciones en la estructura.

Los esfuerzos transmitidos a la cimentación son:

$$N = P_g + P_f \quad (4.1)$$

$$F = F_{v1} + F_{v2} \quad (4.2)$$

$$M = F_{v1} \cdot h_a + F_{v2} \cdot h_b \quad (4.3)$$

N : Carga vertical de compresión causada por el peso propio de la estructura y la góndola.

F : Fuerza horizontal causada por el empuje del viento sobre el rotor y sobre el fuste. Puede actuar en cualquier dirección.

M: Momento flector causado por el empuje del viento sobre el rotor y sobre el fuste. Se considerará despreciable el flector generado por una posible desviación del centro de gravedad de la góndola. Puede actuar en cualquier dirección.

N (KN)	F (KN)	M (KNm)
12.000	1.500	100.000

Tabla 4.3 Esfuerzos transmitidos por la torre a la cimentación.

4.2.4 Parámetros del terreno

Las cimentaciones más usuales en la construcción de aerogeneradores son las de tipo superficial (ver tabla 2.2), que pueden estar o no reforzadas mediante pilotes. La elección de una u otra solución, dependerá del tipo de suelo sobre el que se trabaje y de la existencia de estratos más o menos resistentes. El objetivo de este trabajo es estudiar diferentes geometrías de cimentaciones superficiales puesto que son el diseño óptimo siempre que las características del terreno lo permitan. Por ende, se ha escogido un suelo rígido y de elevado módulo elástico.

En base a la tabla 3.4, el terreno estará compuesto por una arena medianamente densa con las características que se recogen en la tabla 4.4.

Presión admisible (σ_{adm})	0,25 MPa
Presión máxima ($1,25 \cdot \sigma_{adm}$)	0,325 MPa
Peso específico (γ_n)	18 KN/m ³
Cohesión (c)	0
Ángulo de rozamiento interno (ϕ)	30 °
Ángulo de rozamiento hormigón-terreno (ϕ_{h-t})	20 °
Módulo de balasto (k_{30})	4 kg/cm ³

Tabla 4.4 Parámetros del terreno.

Se considera un terreno formado por un único estrato, no inclinado y con nivel freático muy por debajo de la base de la zapata.

4.2.5 Parámetros fijos de la geometría de la cimentación

Se fijará el canto de la cimentación. En la zona en la que descansa la torre, el canto medirá 2 metros. En cambio, en los bordes laterales de la cimentación, el canto fijado será de 1 metro. La variación en el canto entre estas dos zonas será lineal. El principal objetivo del canto variable, es aprovechar la contribución favorable ejercida por el peso del terreno y así ahorrar en hormigón. El área de contacto con el terreno, se determinará en base a los criterios de diseño impuestos en el capítulo 3. En la figura 4.2 se detallan las dimensiones recién mencionadas.

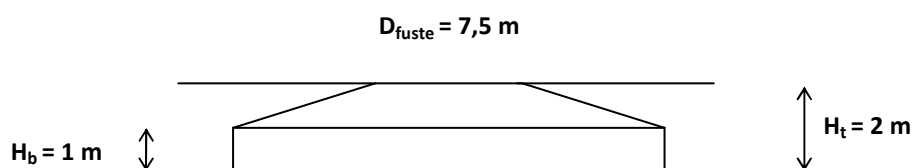


Figura 4.2 Parámetros geométricos fijos para todas las zapatas.

4.2.6 Características de los materiales de la cimentación

Hipótesis tenidas en cuenta:

- La vida útil de proyecto será de 100 años.
- Elemento enterrado expuesto a zonas exteriores en ausencia de cloruros y en zonas de lluvia con precipitación media anual superior a 600mm.
- La resistencia característica del hormigón y el tipo de cemento.
- No existen agentes químicos agresivos que puedan afectar.
- El nivel de control de la ejecución normal.

Tras estas consideraciones se ha escogido un hormigón del tipo HA-25/B/20/IIa, siguiendo las especificaciones de los artículos 8 y 39 de la EHE-08. Se dispondrá una capa de hormigón de limpieza bajo la zapata de 10 milímetros de espesor, por lo que el recubrimiento mínimo, según el tipo de ambiente (IIa) y la resistencia característica del hormigón (25 MPa), será de 25 milímetros. A este valor se le añadirán 10 milímetros por ser una construcción in-situ con un control de ejecución normal. El acero escogido será un B-500S.

4.2.7 Tabla resumen del contexto de trabajo

	Parámetro	Valor
Dimensiones del aerogenerador	Altura (m)	100
	D_{fuste} (m)	7,5
Esfuerzos transmitidos a la cimentación	N (KN)	12.000
	F (KN)	1.500
	M (KNm)	100.000
Características del terreno	σ_{adm} (MPa)	0,25
	γ_n (KN/m ³)	18
	ϕ (°)	30
	ϕ_{h-t} (°)	20
	K_{30} (kg/cm ³)	4
Dimensiones fijas del canto	H_t (m)	2
	H_b (m)	1
Características de los materiales de la cimentación	f_{ck} (MPa)	25
	γ_h (KN/m ³)	25
	r_{nom} (mm)	35
	f_{yk} (MPa)	500

Tabla 4.3 Parámetros específicos de diseño adoptados para todas las geometrías

4.3 DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA HEXAGONAL

4.3.1 Definición geométrica

En primer lugar, se establecerán unas dimensiones provisionales de la zapata con geometría hexagonal. Éstas son las indicadas en la figura 4.3 y en la tabla 4.4. Se han tenido en cuenta las restricciones de canto impuestas en el apartado 4.2.5.

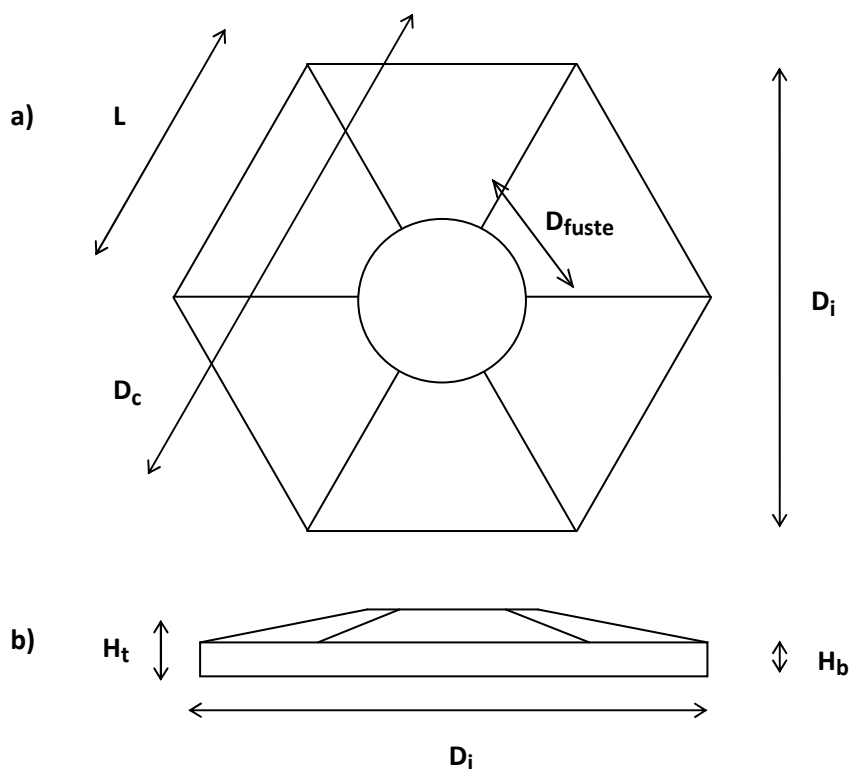


Figura 4.3 Zapata hexagonal: a) vista en planta, b) vista en alzado.

L (m)	Di (m)	Dc (m)	Df (m)	Ht (m)	Hb (m)	A (m ²)	Vh (m ³)
10,2	17,67	20,4	7,5	2	1	270,30	427,55

Tabla 4.4 Dimensiones de la zapata.

4.3.2 Cargas a transmitir al terreno

Se incorporan a las cargas definidas en el apartado 4.2.3, la contribución ejercida por el peso de la zapata y las tierras situadas sobre ella. Del mismo modo, la acción horizontal situada al pie de la torre (2 metros por encima de la base de la cimentación) genera un incremento en el momento flector que también se tendrá en cuenta. En la tabla 4.5 se muestran las cargas que deben ser transmitidas al terreno.

Lugar de actuación	F (KN)	M (KNm)	N (KN)
En la base de la torre	12000	1500	100000
En la base de la cimentación	24723,35	1500	103000

Tabla 4.5 Cargas.

4.3.3 Factores de seguridad a vuelco y deslizamiento

Conocidas las dimensiones provisionales de la zapata, se procede a la verificación de los factores de seguridad definidos en el apartado 3.2.2.

FS frente a vuelco:

$$u = \frac{\frac{1}{2} \cdot N}{3 \cdot \sigma_{adm} \cdot (L + 2 \cdot u \cdot \tan 30^\circ)} \quad (4.4)$$

$$u = 1,39m$$

$$FS = \frac{M_{estab} \cdot 0,9}{M_{desestab} \cdot 1,5} = \frac{N \cdot \left(\frac{D_i}{2} - u\right) \cdot 0,9}{M \cdot 1,5} = 1,27 > 1 \quad (4.5)$$

FS frente a deslizamiento:

$$FS = \frac{F_{estab} \cdot 0,9}{F_{desestab} \cdot 1,5} = \frac{N \cdot \mu \cdot 0,9}{F \cdot 1,5} = 3,45 \geq 1 \quad (4.6)$$

Se cumplen ambos factores de seguridad.

4.3.4 Hundimiento

Garantizada la estabilidad frente a vuelco y deslizamiento, el siguiente paso será verificar que las tensiones bajo la zapata no superan la capacidad portante del terreno. Se ha estipulado que la acción del viento puede ejercer empujes en cualquier dirección, por lo tanto, las tensiones máximas se producirán en uno de los vértices. Ello se debe a que la componente Y_{max} es directamente proporcional a la tensión ejercida. Ver la ecuación 3.6 de presiones del terreno.

Tal y como se explicó en el apartado 3.2.1, es necesario comprobar la existencia, o no, de despegue. En caso afirmativo, el procedimiento de cálculo tensional es el establecido en el precitado apartado. Existirá despegue siempre y cuando la excentricidad de las cargas (ecuación 3.2) sea superior a la excentricidad de despegue de la zapata (ecuación 3.3).

$$e_{des} = 2,13 < 4,16 = e$$

Consecuentemente, existe despegue y la distribución de tensiones bajo la cimentación es triangular.

Mediante un proceso iterativo de cálculo, se obtiene un despegue de 6,45 metros, pues para ese valor se cumple la igualdad $X_g(s) + e'(s) = M/V$. Las tensiones máxima y mínima se calculan con las ecuaciones 3.6 y 3.7. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 4.6 y se grafían en la figura 4.4

s (m)	6,45
A' (m ²)	180,49
X_g (m)	2,65
I_y' (m ⁴)	1746,98
Y_{max} (m)	7,55
Y_{min} (m)	6,40
W_{min} (m ³)	231,31
Y_{max} (m)	273,07
e' (m)	1,51
$e' + X_g$ (m)	4,16
σ_{max} (KPa)	301,19
σ_{min} (KPa)	0

Tabla 4.6 Resultados tras el despegue.

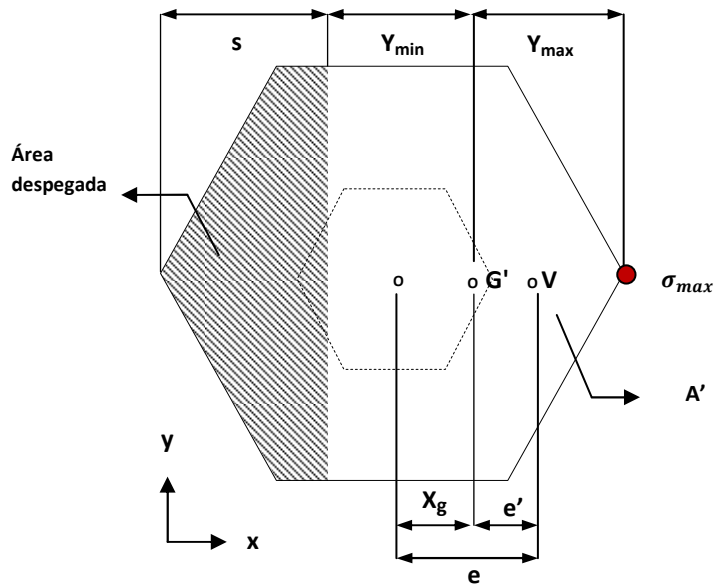


Figura 4.4 Vista inferior de la zapata.

Puesto que:

$$\sigma_{max} = 301,19 \text{ KPa} < 312,5 \text{ KPa} = \sigma_{adm} \cdot 1,25$$

$$\sigma_{med} = 156,25 \text{ KPa} < 250 \text{ KPa} = \sigma_{adm}$$

Se cumplen las limitaciones tensionales del terreno. σ_{med} es la mitad de σ_{max} por ser triangular la distribución de tensiones bajo la zapata.

4.3.5 Armadura a flexión en la cara inferior

En los apartados previos, se ha verificado que el terreno sea capaz de resistir las cargas que se le transfieren. El siguiente paso, será dotar a la cimentación de la capacidad estructural suficiente para resistir la flexión ejercida por las presiones del terreno. Para ello se incorporan barras de acero B500S. El proceso a seguir será el especificado en el apartado 3.2.3.1 en base a la teoría general de flexión.

Siguiendo las prescripciones de la EHE-08, se procederá a mayorar las acciones según los coeficientes de la tabla 3.1. Se mayorará el valor del momento flector por $\gamma_Q=1,50$, pues la acción del viento es variable y desfavorable. El peso propio es una acción permanente que reduce el despegue (favorece la estabilidad) pero aumenta la presión sobre el terreno, por tanto, es una acción desfavorable de cara al cálculo de la armadura y su coeficiente de mayoración será $\gamma_G=1,35$. Las cargas de diseño transmitidas al terreno son las especificadas en la tabla 4.7.

Cargas de diseño ELU		
N_d (KN)	M_d (KNm)	e_d (m)
33377,07	154500	4,63

Tabla 4.7 Cargas de diseño.

Siguiendo el mismo desarrollo que en el apartado anterior, para las cargas de diseño la zapata se comporta según lo indicado en la tabla 4.8.

s	7,93 m
A'	175,22 m ²
X_g	2,80 m
I_y'	1625,03 m ⁴
Y_{\max}	7,40 m
Y_{\min}	5,07 m
W_{\min}	219,60 m ³
W_{\max}	320,53 m ³
e'	1,83 m
$e' + X_g$	4,63 m
σ_{\max}	468,49 KPa
σ_{\min}	0

Tabla 4.8 Resultados tras el despegue.

Como se observó en el apartado 3.2.1.1, las cargas verticales, generan distribuciones uniformes de tensiones bajo la zapata. En cambio, el momento flector, provoca distribuciones de tensión lineales, con valores máximos en los vértices.

Para facilitar el proceso de armado, se calculan las cuantías necesarias en dirección X e Y . Bajo esta premisa, la armadura de flexión situada en la cara inferior, en la dirección X , vendrá determinada por la distribución de presiones generada por el axil N_d y un momento M_{dy} (ver figura 4.5a). En cuanto a la armadura necesaria en la dirección del eje Y , ésta vendrá determinada por la distribución tensional debida al axil N_d y un momento flector M_d en la dirección indicada en la figura 4.5b.

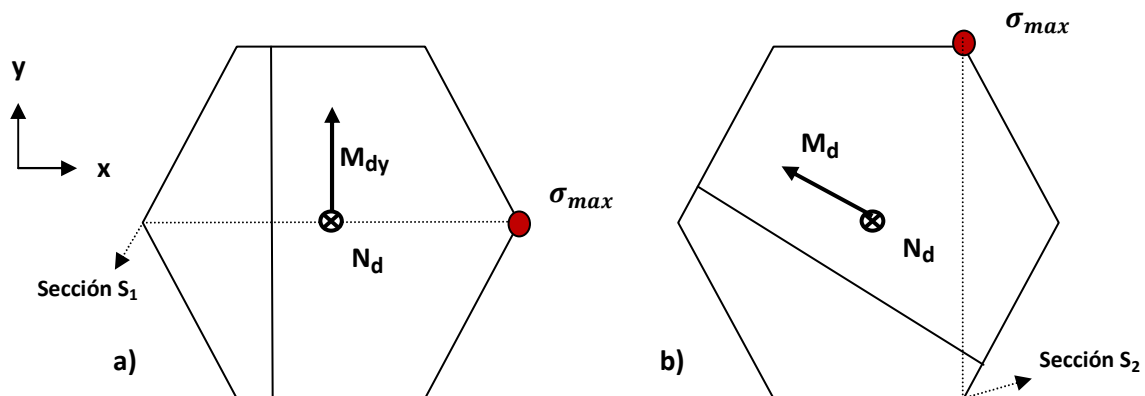


Figura 4.5: a) Cargas para el armado en dirección X , b) cargas para el armado en dirección Y .

4.3.5.1 Armadura en dirección X

Para estimar la armadura necesaria a flexión, la EHE-08 en el artículo 58.4.2.1.1 estipula que “la sección de referencia es la situada a una distancia $0,15 \cdot a$ hacia el interior del soporte, siendo “ a ” la dimensión de dicho soporte en la cara ortogonal a la sección que se considera”.

Debido a que en el caso estudiado, la base del fuste de la torre es circular, no es posible aplicar la normativa EHE-08 al pie de la letra. Siguiendo las especificaciones de J. Calavera, en su libro “Cálculo de Estructuras de Cimentación” [19], se redistribuirá el área circular, como si de una sección cuadrada se tratase, y se efectuará la misma operación que en el caso rectangular. Aplicando este criterio, la sección de referencia se situará a 1 metro hacia el interior del extremo del fuste (ver figura 4.6).

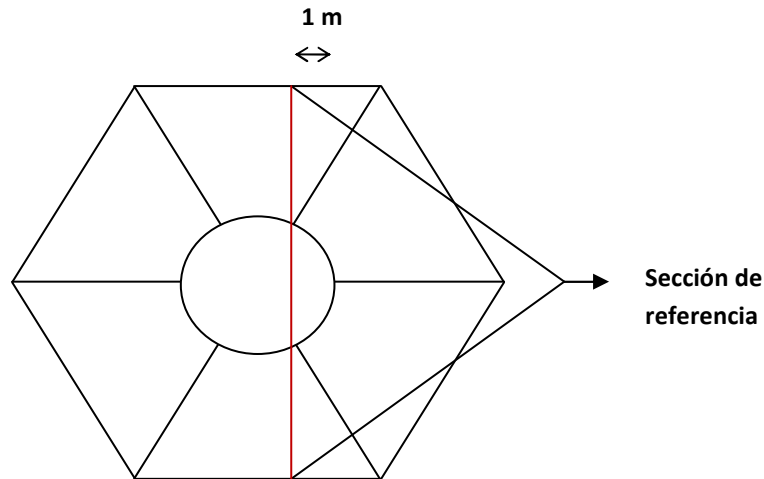


Figura 4.6 Sección de referencia para el cálculo a flexión.

Podría darse el caso en que la sección crítica fuese otra, pues el canto de la cimentación es variable en el metro más superficial. Como se demuestra en el apartado 3.2.4.1, el canto de la sección juega un papel muy destacable en la ecuación 3.14 de equilibrio de momentos flectores. A pesar de ello, se ha verificado que la sección que exige más armadura es, en efecto, la que marca la norma. En consecuencia, únicamente se muestran los resultados de dicha sección.

Para facilitar el cálculo se procede a descomponer las presiones del terreno en figuras trigonométricas más sencillas como muestra la figura 4.7. De este modo, para secciones situadas en $L_x < x < L_T - L_x$, la ley de flectores se divide en 4 ecuaciones: M_1 , M_2 , M_3 y M_4 .

Ley de flectores descompuesta:

$$M_1 = \sigma_e \cdot L_x \cdot L_y \cdot \left(L_T - x - \frac{2}{3} L_x \right) \quad (4.7)$$

$$M_2 = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_{max} - \sigma_e) \cdot L_x \cdot L_y \cdot \left(L_T - x - \frac{L_x}{2} \right) \quad (4.8)$$

$$M_3 = \sigma_x \cdot L_y \cdot (L_T - x - L_x)^2 \quad (4.9)$$

$$M_4 = \frac{2}{3} \cdot (\sigma_e - \sigma_x) \cdot L_y \cdot (L_T - x - L_x)^2 \quad (4.10)$$

Siendo:

- σ_e la presión en $x = L_T - L_x$.
- σ_x la presión en la sección de cálculo.

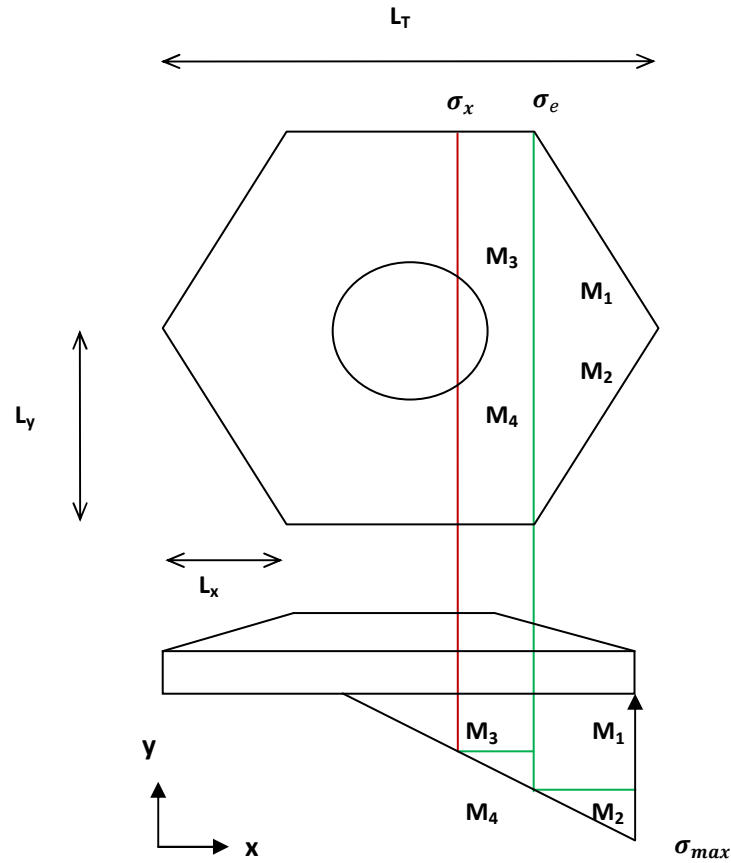


Figura 4.7 Descomposición de las presiones del terreno.

Estas presiones producen un flector al que se debe restar la contribución favorable del peso de la zapata y las tierras situadas sobre ella. Se supondrá que el metro más superficial compuesto por hormigón y tierras (éstas en mayor volumen) a efectos de cálculo estará únicamente compuesto por tierra, quedando así 1 metro de hormigón y otro de tierras. Esta suposición es del lado de la seguridad porque se aplica un momento favorable menor al real (ver figura 4.8). Siendo coherentes con la mayoración de cargas realizada en un inicio, los flectores favorables resultantes, también deben mayorarse por el coeficiente $\gamma_G=1,35$, de acciones permanentes.

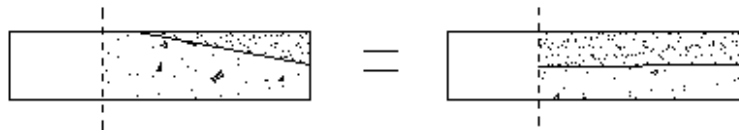


Figura 4.8 Hipótesis de cálculo para estimar la contribución favorable al flector por parte del peso propio de la zapata y las tierras situadas sobre ella.

Contribución favorable debida al peso propio del hormigón y las tierras:

$$M_{Horm} = \gamma_h \cdot \left(L_x \cdot L_y \cdot \left(L_T - x - \frac{2}{3}L_x \right) + L_y \cdot (L_T - x - L_x)^2 \right) \cdot \gamma_G \quad (4.11)$$

$$M_{tierras} = \gamma_t \cdot \left(L_x \cdot L_y \cdot \left(L_T - x - \frac{2}{3}L_x \right) + L_y \cdot (L_T - x - L_x)^2 \right) \cdot \gamma_G \quad (4.12)$$

Los valores de los diferentes momentos flectores son los indicados en la tabla 4.9.

M₁ (KNm)	50519,81
M₂ (KNm)	21148,3
M₃ (KNm)	9200,44
M₄ (KNm)	6048,1
M_{horm} (KNm)	-7804,29
M_{tierras} (KNm)	-5619,08
M_d (KNm)	73493,28

Tabla 4.9 Momentos flectores en la sección de diseño.

Según lo expuesto en el apartado 3.2.4, al tratarse de una zapata flexible, será de aplicación la teoría general de flexión desarrollada en dicho apartado. Se tendrá en cuenta que la sección de cálculo tiene forma trapezoidal y se descompondrá la zona comprimida en figuras trigonométricas más sencillas. La sección de referencia es la ilustrada mediante la figura 4.9.

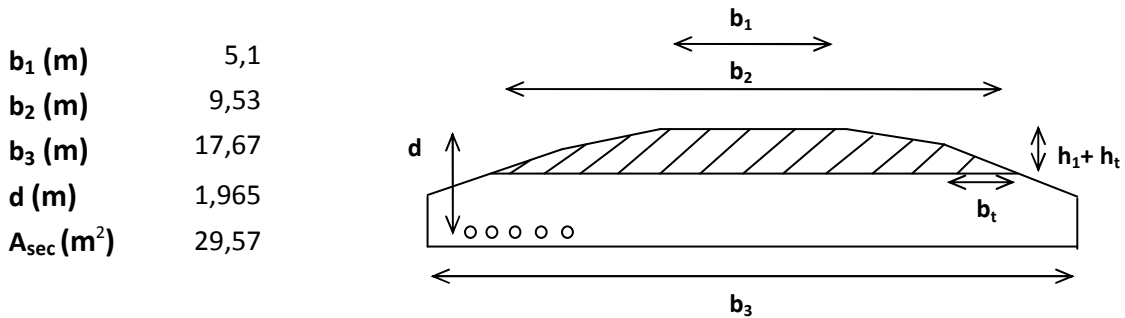


Figura 4.9 Dimensiones de la sección de diseño.

Ecuaciones de equilibrio:

- Equilibrio de fuerzas horizontales:

$$\sum F = 0; \quad C = U_{s1} \quad (4.13)$$

- Equilibrio de momentos:

$$\sum M = 0; \quad M_d = C \cdot (d - y_n/2) \quad (4.14)$$

Descomposición de las compresiones en la sección de estudio:

$$C = C_{R1} + 2 \cdot C_{T1} + C_{R2} + 2 \cdot C_{T2} \quad (4.15)$$

$$C_{R1} = b_1 \cdot h_1 \cdot f_{cd} \quad (4.16)$$

$$C_{T1} = \frac{b_2 - b_1}{2} \cdot \frac{h_1}{2} \cdot f_{cd} \quad (4.17)$$

$$C_{R2} = b_2 \cdot (y_n - h_1) \cdot f_{cd} \quad (4.18)$$

$$C_{T2} = b_t \cdot \frac{(y_n - h_1)}{2} \cdot f_{cd} \quad (4.19)$$

$$b_t = \frac{(y_n - h_1) \cdot (b_3 - b_2)}{2 \cdot h_t} \quad (4.20)$$

Sistema de ecuaciones a resolver:

$$\left\{ \begin{array}{l} U_{s1} = \left(b_1 \cdot h_1 + \frac{b_2 - b_1}{2} \cdot h_1 + b_2 \cdot (y_n - h_1) + \frac{(y_n - h_1)^2 \cdot (b_3 - b_2)}{2 \cdot h_t} \right) \cdot f_{cd} \\ M_d = U_{s1} \cdot (d - y_n/2) \end{array} \right. \quad (4.21)$$

Aplicados los coeficientes parciales de seguridad de los materiales definidos en la tabla 3.1.3, $\gamma_c=1,50$ para el hormigón y $\gamma_s=1,15$ para el acero, la armadura necesaria resultante es la indicada en la tabla 4.10. Lejos de ser determinantes, en la misma tabla se incluyen las cuantías mínimas de armadura establecidas por los artículos 42.3.2 y 42.3.5 de la instrucción EHE-08. Dichas cuantías son: la cuantía mecánica mínima ($A_{s,mec}$) y la cuantía geométrica mínima ($A_{s,geom}$).

M_d (KNm)	73493,28
f_{cd} (KNm)	16,67
f_{yd} (MPa)	434,78
Y_n (m)	0,317
U_{s1} (KN)	56276
A_{snec} (cm²)	1294,348
A_{s,mec} (cm²)	284,06
A_{s,geom} (cm²)	532,26
n^oϕ25	191
S_m (cm)	7,5
Total kg	11209,16

Tabla 4.10 Cuantía de armadura longitudinal en dirección X.

4.3.5.2 Armadura en dirección Y

El proceso a seguir es exactamente el mismo que en dirección X. Para secciones situadas en $L_y < y < L_T$ la ley de flectores se divide en las zonas: M₁, M₂, M₃, M₄ (ver figura 4.10). De nuevo se tendrá en cuenta la contribución favorable del peso propio de la zapata y las tierras situadas sobre ella.

Ley de flectores descompuesta:

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_y \cdot (L_t - y)^2 \cdot L \quad (4.23)$$

$$M_2 = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_{max} - \sigma_y) \cdot (L_t - y)^2 \cdot L \quad (4.24)$$

$$M_3 = \frac{1}{3} \cdot \sigma_y \cdot (L_t - y)^3 \cdot \tan 30 \quad (4.25)$$

$$M_4 = \frac{1}{4} \cdot (\sigma_{max} - \sigma_y) \cdot (L_t - y)^3 \cdot \tan 30 \quad (4.26)$$

$$M_{horm} = \gamma_h \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot (L_t - y)^2 \cdot L + \frac{1}{3} \cdot (L_t - y)^3 \cdot \tan 30 \right) \cdot \gamma_G \quad (4.27)$$

$$M_{tierras} = \gamma_t \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot (L_t - y)^2 \cdot L + \frac{1}{3} \cdot (L_t - y)^3 \cdot \tan 30 \right) \cdot \gamma_G \quad (4.28)$$

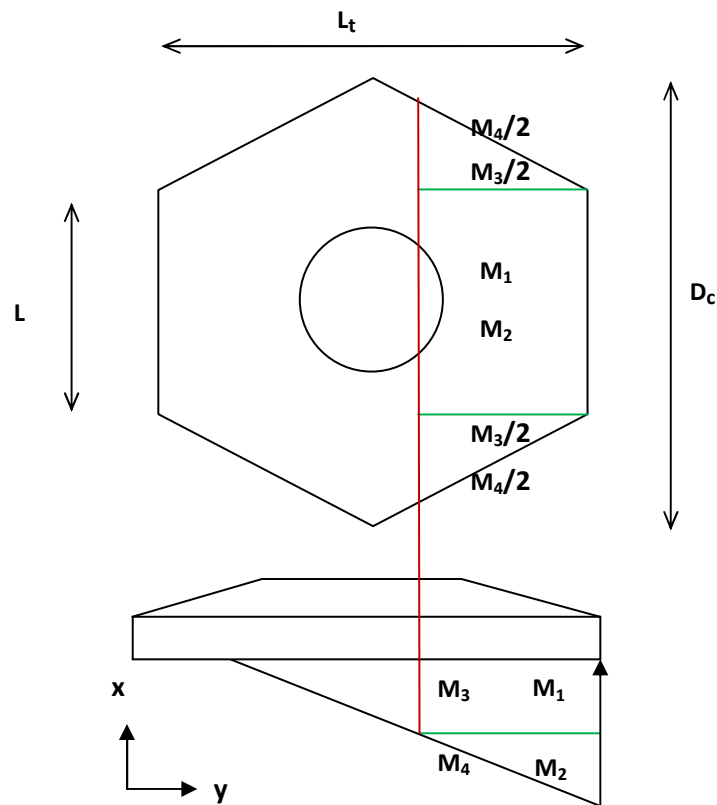


Figura 4.10 Descomposición de las presiones del terreno.

Los valores de los diferentes momentos flectores son los indicados en la tabla 4.11.

M₁	51200,88 kNm
M₂	24882,68 kNm
M₃	11760,42 kNm
M₄	6429,76 kNm
M_{horm}	-7842,15 kNm
M_{tierras}	-5646,35 kNm
M_d	80785,25 kNm

Tabla 4.11 Momentos flectores en la sección de diseño.

La sección de referencia es la ilustrada mediante la figura 4.11.

b₁ (m)	5,1
b₂ (m)	17,22
D (m)	1,965
A_{sec} (m²)	28,38

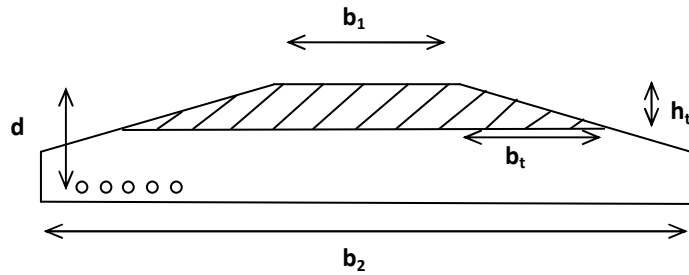


Figura 4.11 Dimensiones de la sección de diseño.

Descomposición del área comprimida de la sección:

$$C = C_R + 2 \cdot C_T \quad (4.29)$$

$$C_R = b_1 \cdot y_n \cdot f_{cd} \quad (4.30)$$

$$C_T = b_t \cdot y_n \cdot f_{cd} = y_n^2 \cdot \frac{b_2 - b_1}{2 \cdot h_t} \cdot f_{cd} \quad (4.31)$$

$$b_t = y_n \cdot \frac{b_2 - b_1}{2 \cdot h_t} \quad (4.32)$$

Sistema de ecuaciones a resolver:

$$\left\{ \begin{array}{l} U_{s1} = b_1 \cdot y_n \cdot f_{cd} + y_n^2 \cdot \frac{b_2 - b_1}{2 \cdot h_t} \cdot f_{cd} \\ M_d = U_{s1} \cdot (d - y_n/2) \end{array} \right. \quad (4.33)$$

El ancho de la sección de referencia b_2 es menor que D_c , por lo que respetando la separación entre barras resultante en la sección de referencia (8 cm), se prolongará la armadura hasta abarcar toda la superficie de la zapata. En la tabla 4.12 se muestra la cuantía de acero exigida por las solicitaciones de rigor.

M_d (KNm)	80785,25
f_{cd} (KNm)	16,67
f_{yd} (MPa)	434,78
Y_n (m)	0,369
U_{s1} (KN)	45117,26
A_{s,nec} (cm²)	1037,70
A_{s,mec} (cm²)	273,75
A_{s,geom} (cm²)	510,84
nºφ32	254
S_m (cm)	8
Total kg	12902,42

Tabla 4.12 Cuantía de armadura longitudinal en dirección Y.

4.3.6 Armadura de cortante

La cuantía de armadura a cortante se calculará mediante la formulación expuesta en el apartado 3.2.3.2, en base al artículo 44 de la EHE-08 “Estado Límite de agotamiento frente a cortante”.

Siguiendo las prescripciones de dicha instrucción, la resistencia a tensiones tangenciales en zapatas flexibles, debe comprobarse a cortante como elemento lineal y a punzonamiento. Como se dijo en un principio, el ELU de punzonamiento no es determinante en la comparación entre geometrías y, por consiguiente, no se abordará su cálculo.

La sección de referencia para determinar la armadura a cortante, se situará a una distancia igual al canto útil (d), contado a partir de la cara del soporte, o pedestal y, además, deberá ser plana y perpendicular a la base de la zapata. En base a todo ello, se considera como perímetro resistente a cortante el indicado en la figura 4.12.

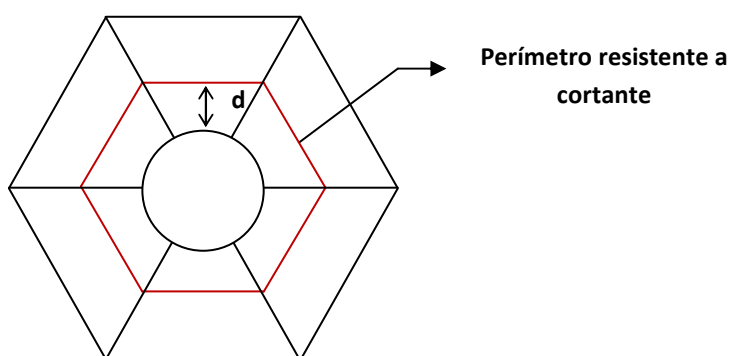


Figura 4.12 Sección de referencia a cortante.

Se calculará el valor máximo a resistir en la más cargada de las 6 aristas del perímetro resistente. Esta metodología es la llevada a cabo en el proyecto [7] de la bibliografía. El esfuerzo cortante de diseño, será el producido por la distribución tensional del terreno bajo el módulo en cuestión. La distribución de tensiones del terreno es la grafada en la figura 4.13.

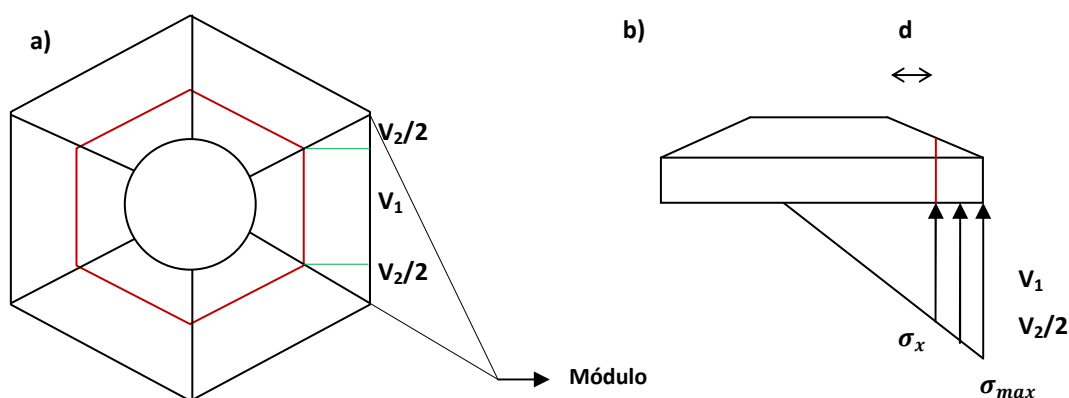


Figura 4.13 Descomposición de la ley de cortantes: a) vista en planta, b) vista en alzado.

Ley de cortantes descompuesta:

$$V_1 = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_x)}{2} \cdot L_1 \cdot L_2 \quad (4.35)$$

$$V_2 = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_x)}{2} \cdot L_1 \cdot L_3 \quad (4.36)$$

$$V_{pp} = A_{módulo} \cdot (\gamma_h + \gamma_t) \cdot \gamma_G \quad (4.37)$$

$$V_{rd} = V_1 + V_2 - V_{pp} \quad (4.38)$$

Cuyos valores en la sección de diseño son los representados en la tabla 4.13.

V₁ (KN)	8605,4
V₂ (KN)	2346,93
V_{pp} (KN)	-1520,44
V_{rd} (KN)	9431,88

Tabla 4.13 Valor de los cortantes en la sección de referencia.

La cuantía de armadura necesaria es la indicada en la tabla 4.14.

V_{rd} (KN/m)	1429,07
ξ	1,356
ρ_l	0,00359
f_{cv} (MPa)	25
V_{cu} (KN/m)	445,05
V_{su} (KN/m)	984,02
A_{st} (cm²/m)	15,93
A_{st,min} (cm²/m)	8,34
s_t (cm)	20
s_{long} (cm)	50
Total Kg	9570,57

Tabla 4.14 Cuantía de armadura a cortante.

4.3.7 Armadura superior de flexión

A causa de un posible despegue, la zona de la zapata levantada se ve sometida al flector (M_{pp}) generado por su peso propio y el de las tierras situadas sobre ella. Las solicitaciones de la estructura de cimentación debidas a este fenómeno, son muy semejantes a las producidas en un voladizo. Este hecho exige la colocación de armadura en la parte superior de la zapata, capaz de resistir dichas las solicitaciones de flexión (ver figura 4.14).

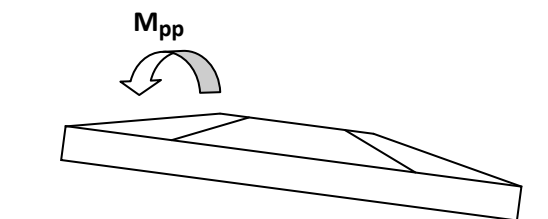


Figura 4.14 Flector en la cara superior de la zona despegada.

Estos esfuerzos de flexión, son mucho menores que los producidos en la cara inferior de la zapata. En base a ello, se ha optado por distribuir la armadura de flexión en la cara superior de la zapata de forma abanicada. En la zona central de la zapata (que no es objeto de estudio en el presente trabajo), de manera orientativa se colocará un mallazo respetando las separaciones de la armadura abanicada contigua. Se considerará que en cada uno de los 6 módulos que conforman el hexágono, deberá colocarse la suficiente cuantía de armadura para resistir las sollicitaciones generadas por el peso de dicho módulo y las tierras situadas encima. La sección de referencia vuelve a situarse 1 metro hacia el interior del fuste por ser, como en el apartado 4.3.5, un esfuerzo de flexión (ver figura 4.15).

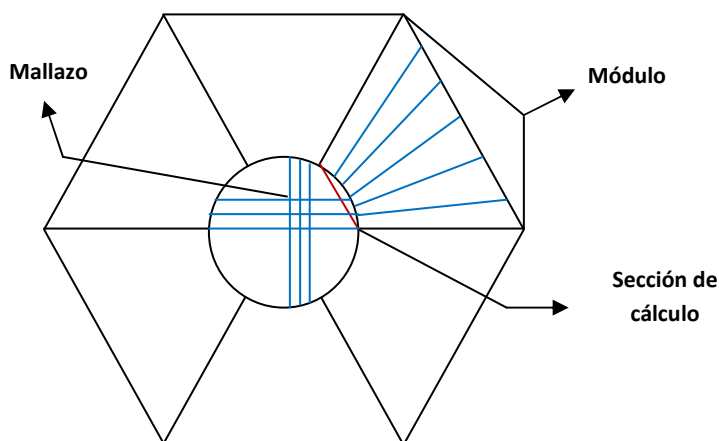


Figura 4.15 Armadura en la cara superior de la zapata.

Se realizará el cálculo del lado de la seguridad, suponiendo que el volumen de hormigón y tierras causante del esfuerzo flector, está únicamente compuesto de hormigón (ver figura 4.16).

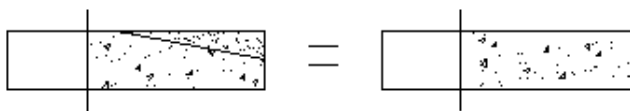


Figura 4.16 Hipótesis de cara al cálculo del flector en la cara superior de la zapata.

De nuevo se descompone el flector, en este caso generado por el módulo de estudio, en un momento M_1 y un momento M_2 . (ver figura 4.17)

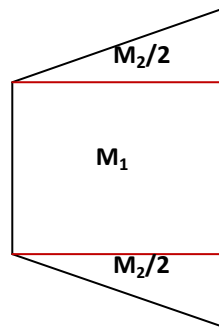


Figura 4.17 Vista en planta del módulo.

Será de aplicación la formulación del Anejo 7 de la EHE-08 para el dimensionamiento a flexión simple en sección rectangular. (Apartado 3.2.3.1). Por considerarse una acción desfavorable y permanente, debe aplicarse el correspondiente coeficiente de seguridad $\gamma_G=1,35$.

Los valores de U_{s1} y $A_{s nec}$ de la tabla 4.15 son representativos de un único módulo. En base a dichos resultados se ha distribuido la armadura de flexión de la cara superior para los otros 6 módulos, obteniéndose la cuantía total señalada en la dicha tabla.

M_1 (KNm)	3949,09
M_2 (KNm)	4522,23
M_d (KNm)	8471,32
U_{s1} (KN)	4389,55
$A_{s nec}$ (cm²)	100,96
$n^\circ \phi 16$	306
s_m (cm)	7,4
$K_{g abanicada}$	2889,61
$K_{g mallazo}$	1882,69
Total Kg	4772,31

Tabla 4.15Cuantía de armadura.

4.4 RESULTADOS DEL DIMENSIONAMIENTO

4.4.1 Zapata cuadrada

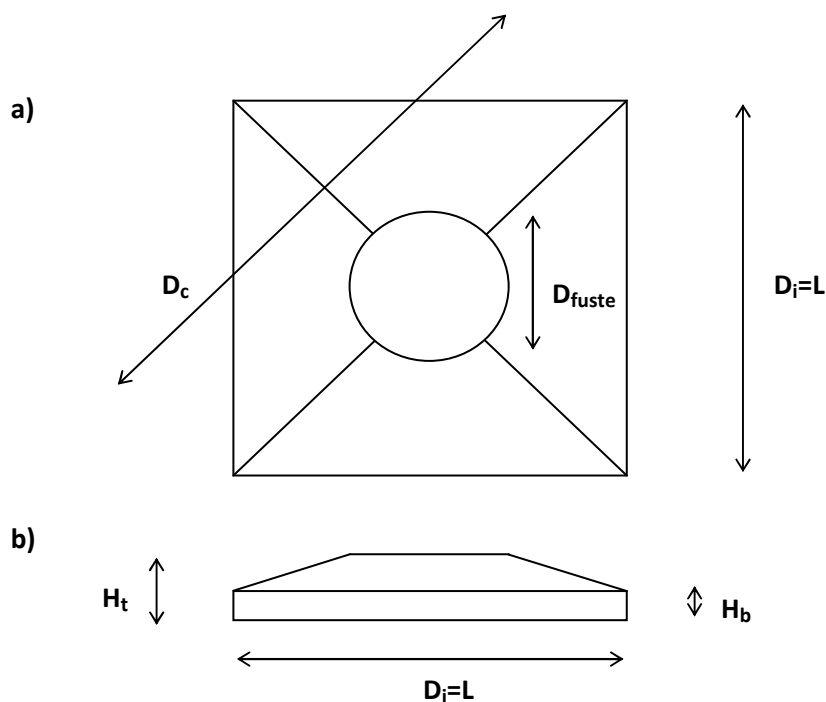


Figura 4.19 Zapata cuadrada: a) vista en planta, b) vista en alzado.

Definición geométrica							
L (m)	D _i (m)	D _c (m)	D _f (m)	H _t (m)	H _b (m)	A (m ²)	V _h (m ³)
16,8	16,8	23,76	7,5	2	1	282,24	445,45
Cargas							
Lugar de acción			N (KN)	F (KN)		M (KNm)	
En la base de la torre			12000	1500		100000	
En la base de la cimentación			25278,79	1500		103000	
Estabilidad y hundimiento							
FS _{vuelco}		FS _{desliz}			σ _{max} (MPa)		
2,33		3,68			0,305		
Armadura a flexión							
Dirección	Md (KNm)	Us1 (KN)	A _{s,nec} (cm ²)	Φ (mm)	S _m (cm)	kg	
X	98862	56618	1302,21	32	10	17111	
Y	98862	56618	1302,21	32	10	17111	
X (superior)	13407	11976	275,45	16	6	7235	
Y (superior)	13407	11976	275,45	16	6	7235	
Armadura a cortante							
V _{rd} (KN/m)	V _{su} (KN/m)	A _{st,nec} (cm ² /m)	Φ (mm)	S _t (cm)	S _{long} (cm)	Kg	
1266	799	14,36	20	21	50	9720	

Tabla 4.16 Resultados del dimensionamiento de la zapata cuadrada.

4.4.2 Zapata hexagonal

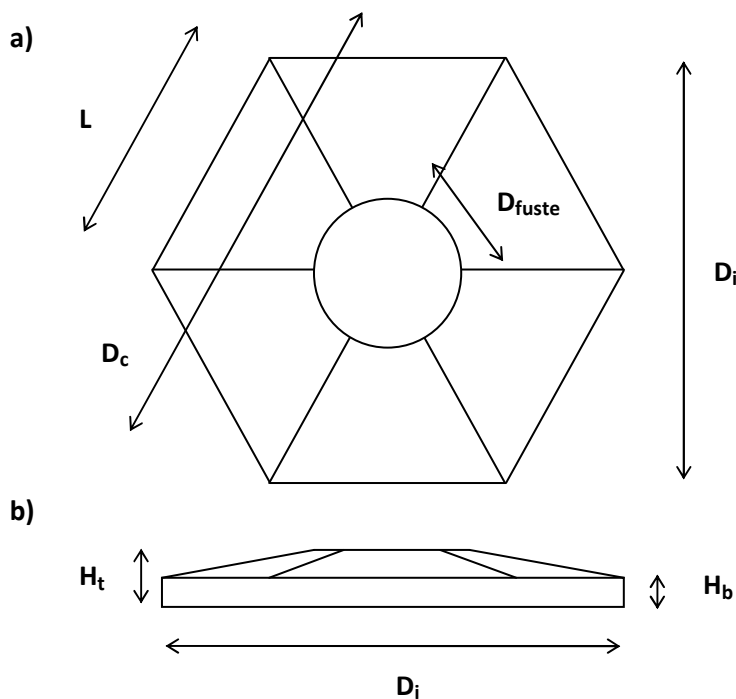


Figura 4.20 Zapata hexagonal: a) vista en planta, b) vista en alzado.

Definición geométrica							
L (m)	D _i (m)	D _c (m)	D _f (m)	H _t (m)	H _b (m)	A (m ²)	V _h (m ³)
10,2	17,67	20,4	7,5	2	1	270,30	427,55
Cargas							
Lugar de acción			N (KN)	F (KN)		M (KNm)	
En la base de la torre			12000	1500		100000	
En la base de la cimentación			24723,35	1500		103000	
Estabilidad y hundimiento							
FS _{vuelco}		FS _{desliz}			σ _{max} (KPa)		
1,27		3,45			301,19		
Armadura a flexión							
Dirección	Md (KNm)	Us1 (KN)	A _{s,nec} (cm ²)	Φ (mm)	S _m (cm)	kg	
X	73493	56276	1294,35	25	7,5	11209	
Y	80785	53802	1237,45	25	8	12902	
Abanicada (sup.)	8471	4390	301,26	16	7,4	4772	
Armadura a cortante							
V _{rd} (KN/m)	V _{su} (KN/m)	A _{st,nec} (cm ² /m)	Φ (mm)	S _t (cm)	S _{long} (cm)	Kg	
1429	984	15,93	20	20	50	9571	

Tabla 4.17 Resultados del dimensionamiento de la zapata hexagonal.

4.4.3 Zapata octogonal

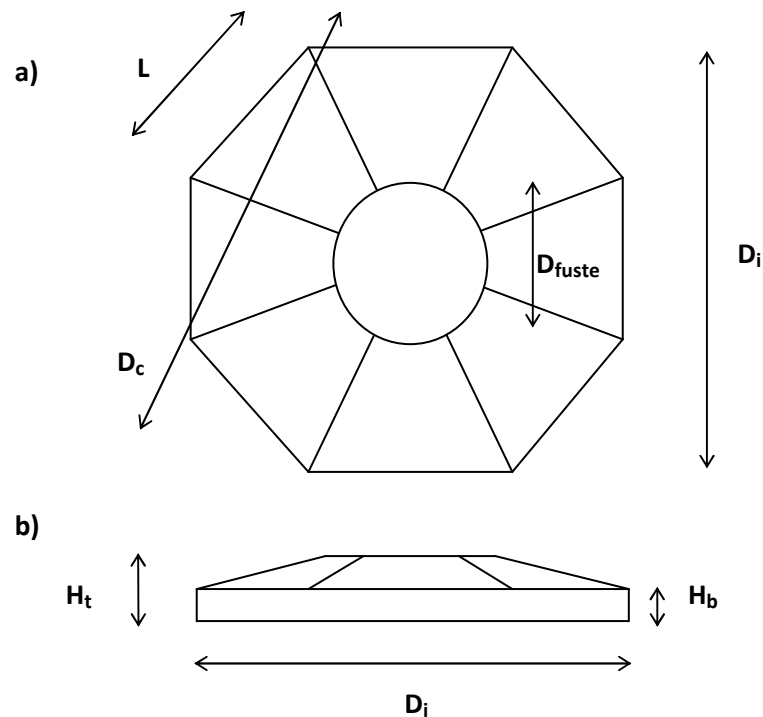


Figura 4.21 Zapata octogonal: a) vista en planta, b) vista en alzado.

Definición geométrica							
L (m)	D _i (m)	D _c (m)	D _f (m)	H _t (m)	H _b (m)	A (m ²)	V _h (m ³)
7,4	18,87	19,34	7,5	2	1	264,4	418,7
Cargas							
Lugar de acción			N (KN)		F (KN)		M (KNm)
En la base de la torre			12000		1500		100000
En la base de la cimentación			24449,44		1500		103000
Estabilidad y hundimiento							
FS _{vuelco}		FS _{desliz}			σ _{max} (KPa)		
1,05		3,41			305,92		
Armadura a flexión							
Dirección	Md (KNm)	Us1 (KN)	A _{s,nec} (cm ²)	Φ (mm)	S _m (cm)	kg	
X	75125	41665	958,29	25	9	11139	
Y	75125	41665	958,29	25	9	11139	
Abanicada (sup.)	5944	3075	281,44	16	8	4466	
Armadura a cortante							
V _{rd} (KN/m)	V _{su} (KN/m)	A _{st,nec} (cm ² /m)	Φ (mm)	S _t (cm)	S _{long} (cm)	Kg	
1476	1038	16,73	20	20	50	9217	

Tabla 4.18 Resultados del dimensionamiento de la zapata octogonal.

4.4.4 Zapata circular

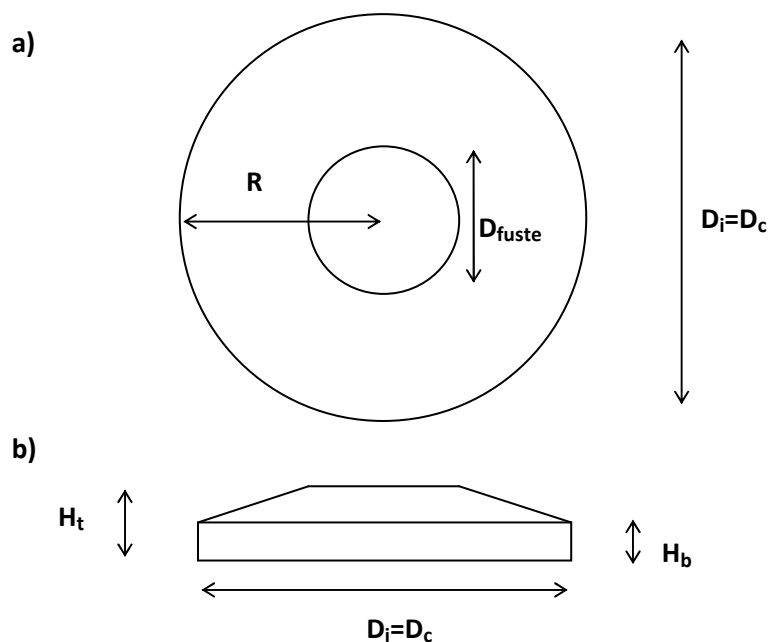


Figura 4.22 Zapata circular: a) vista en planta, b) vista en alzado.

Definición geométrica							
R (m)	D _i (m)	D _c (m)	D _f (m)	H _t (m)	H _b (m)	A (m ²)	V _h (m ³)
9,1	18,2	18,2	7,5	2	1	260,16	412,3
Cargas							
Lugar de acción			N (KN)	F (KN)		M (KNm)	
En la base de la torre			12000	1500		100000	
En la base de la cimentación			24251,85	1500		103000	
Estabilidad y hundimiento							
FS _{vuelco}		FS _{desliz}			σ _{max} (KPa)		
1,06		3,39			301,19		
Armadura a flexión							
Dirección	Md (KNm)	Us1 (KN)	A _{s,nec} (cm ²)	Φ (mm)	S _m (cm)	kg	
Radial	7292/m	3949/m	1569,55	25	5,5	7830	
Circular	31892	16355	376,16	25	8	10943	
Abanicada (sup.)	1849/m	700/m	237,72	16	8	3675	
Armadura a cortante							
V _{rd} (KN/m)	V _{su} (KN/m)	A _{st,nec} (cm ² /m)	Φ (mm)	S _t (cm)	S _{long} (cm)	Kg	
1153	751	12,01	20	17-40	50	7490	

Tabla 4.18 Resultados del dimensionamiento de la zapata circular.

CAPÍTULO 5.

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

5.1 INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se procede al análisis comparativo de las cuatro geometrías de cimentación estudiadas. Fruto del dimensionamiento realizado en el capítulo anterior, se han obtenido los volúmenes de hormigón y las cuantías de armadura exigidas para resistir unas mismas acciones. Dichos resultados se presentarán en forma de gráficas y tablas para así facilitar la comprensión de los mismos. Las citadas gráficas dispondrán en el eje x del número de lados de la cimentación. Cabe añadir, que ante la imposibilidad de representar en ellas el número de lados de la zapata circular (infinitos lados), se considerará que ésta se conforma de 40 lados, pues para dicho valor, la tendencia asintótica de las gráficas se aprecia con claridad.

5.2 VOLUMEN DE HORMIGÓN

En la figura 5.1 se muestra la superficie de contacto zapata-terreno necesaria para garantizar la transmisión de tensiones al terreno sin sobrepasar la capacidad portante del mismo. Se observa que la superficie necesaria se reduce a medida que aumenta el número de lados de la cimentación. Entre la geometría octogonal (8 lados) y la circular (infinitos lados), existe gran variedad de polígonos posibles donde la superficie tan solo experimentaría ligeras reducciones.

Por extensión, en la figura 5.2 se muestra el volumen de hormigón calculado durante el dimensionamiento. Como es lógico, el comportamiento lineal se asemeja al de la gráfica 5.1 por estar tan estrechamente ligado el volumen total de hormigón al área en planta de la zapata.

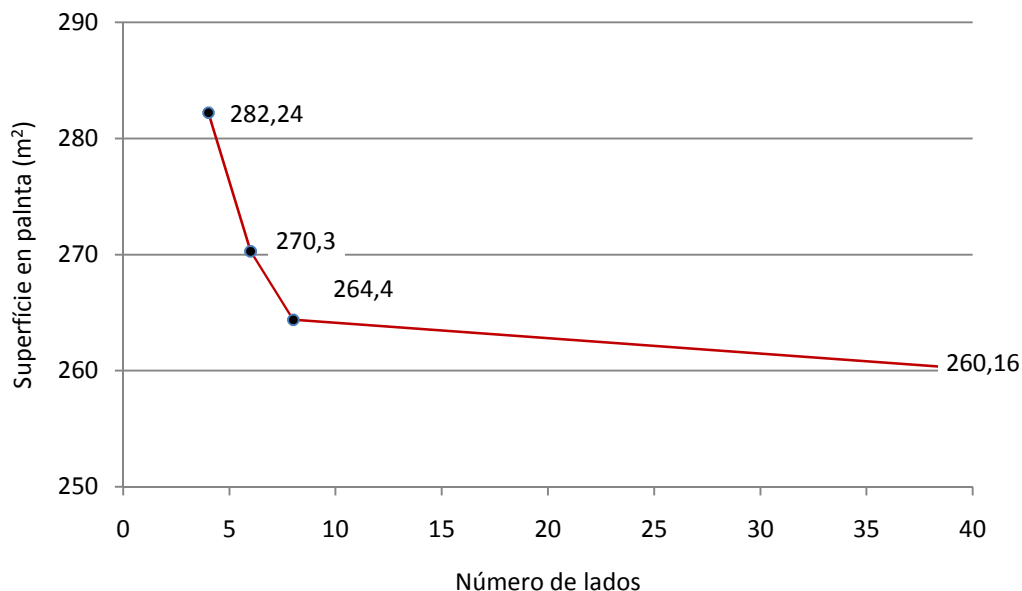


Figura 5.1 Superficies en planta.

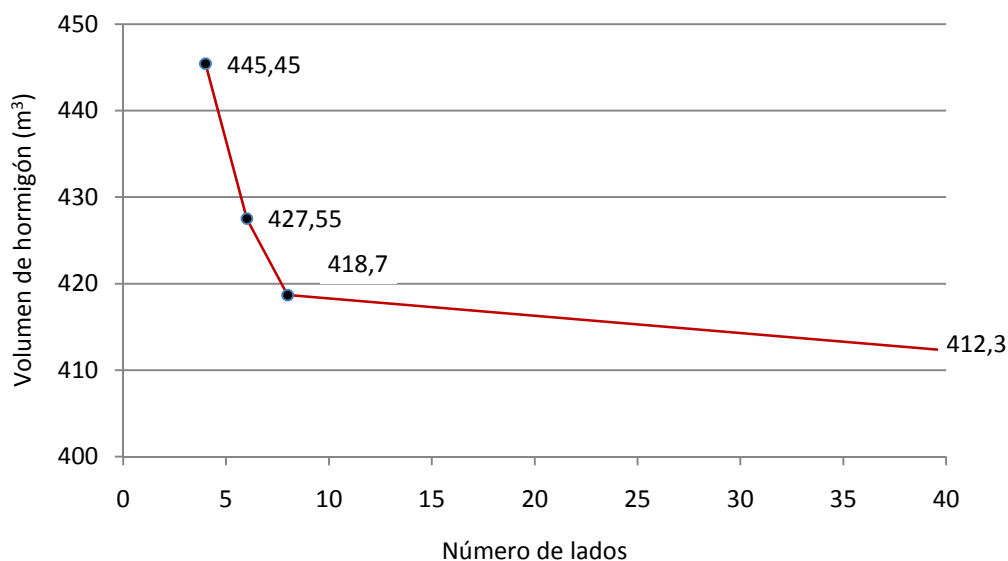


Figura 5.2 Volúmenes de hormigón.

Conviene destacar la significativa reducción, respecto a la geometría cuadrada, que ofrecen las demás zapatas. Las variaciones de superficie representadas en la figura 5.1 bien podrían no ser determinantes, pues la separación entre aerogeneradores suele venir condicionada por evitar flujos de viento turbulentos, y no por la extensión en planta de la zapata. Sin embargo, emplear una cimentación circular en lugar de una cuadrada, supone un ahorro de aproximadamente 33 m³ de hormigón. De utilizarse camiones hormigonera de capacidad 6 m³,

serían necesarios 6 camiones menos. Ello conduce no únicamente a mejoras económicas, sino que también contribuye en reducir emisiones de CO₂ y en disminuir el riesgo estadístico de no finalizar la construcción por posibles incidencias durante el transporte. Todas estas ventajas son para un único aerogenerador, por lo que el efecto sería aún mayor de diseñarse un parque eólico con un gran número de torres eólicas. En la tabla 5.1 se indica la reducción, tanto en superficie en planta como en volumen de hormigón respecto al caso cuadrado, que ofrecen las otras tres geometrías estudiadas.

	Cuadrada	Hexagonal	Octogonal	Circular
Reducción superficie (m²)	0	11,94	17,84	22,08
Reducción superficie (%)	0	4,2	6,3	7,8
Reducción volumen (m³)	0	17,9	26,75	33,15
Reducción volumen (%)	0	4	6	7,4

Tabla 5.1 Disminuciones de superficie en planta y volumen de hormigón respecto de la zapata con geometría en planta cuadrada.

5.3 RELACIÓN DE CUANTÍAS DE ACERO

5.3.1 Cuantías totales

En lo concerniente al refuerzo para el hormigón, las cuantías exigidas por dimensionamiento vuelven a disminuir a medida que aumenta el número de lados del polígono base de la cimentación. Reflejo de esta afirmación es la figura 5.3, donde se representa la cantidad de armadura por metro cúbico de hormigón.

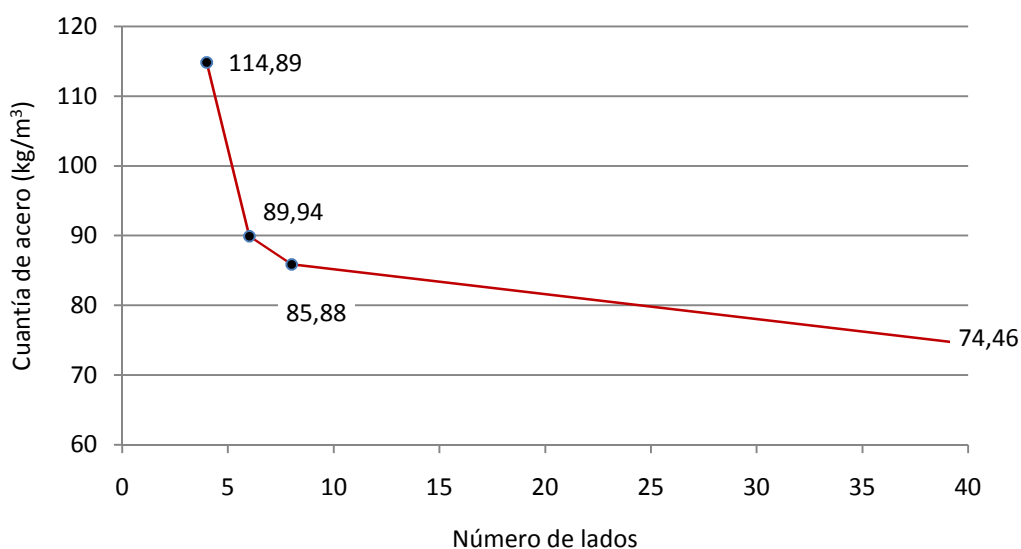


Figura 5.3 Cuantía de armadura.

Se aprecia que la disminución de la geometría octogonal a la circular, es mayor que en el intervalo anterior (hexagonal-octogonal). Causa fundamental de ello, es la particular distribución de la armadura a flexión en la zapata circular dónde ésta se ha dispuesto de manera radial y circular, y no ortogonalmente como en los otros casos (ver figura 5.4).

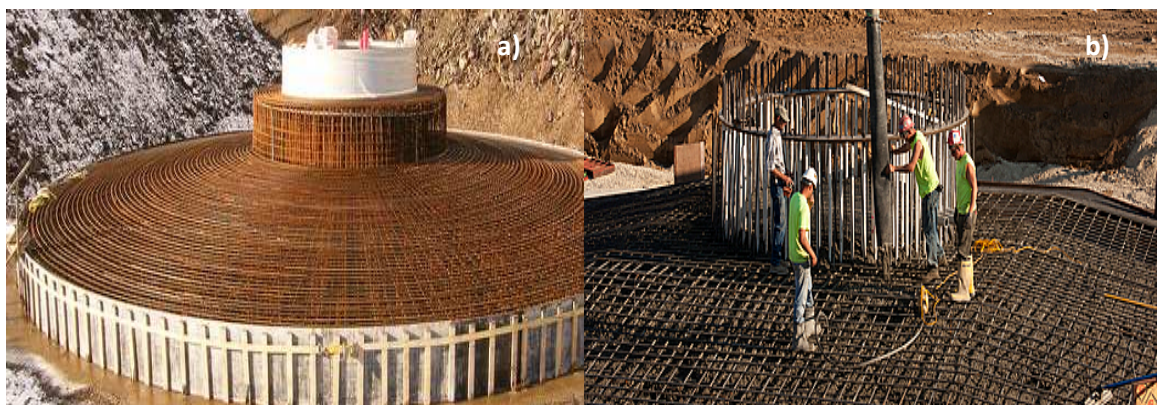


Figura 5.4: a) zapata circular con armadura radial y circular, b) zapata octogonal con armadura ortogonal.

Otra peculiaridad que conviene tener en cuenta, es que la armadura de flexión en la cara superior de la zapata cuadrada, no se ha colocado de forma abanicada. Esta armadura se ha dispuesto de manera ortogonal a los lados con tal de cumplir con las separaciones mínimas estipuladas en el articulado 42.3.1 de la instrucción EHE-08. Ello ha dado lugar a mayor pendiente en el primer tramo de la figura 5.3 (de 4 a 6 lados).

Como se vio durante el dimensionamiento, los esfuerzos que debe soportar el refuerzo de acero, son menores para geometrías con mayor número de lados. De ahí la necesidad que éstos incorporen menor cantidad de armadura. Las cuantías de armadura de cada zapata se encuentran en la tabla 5.2.

Geometría	Kg			
	Flexión	Flexión sup.	Cortante	Total
Cuadrada	34222	7235	9720	51177
Hexagonal	24111	4772	9571	38454
Octogonal	22728	4466	9217	35960
Circular	19536	3675	7490	30701

Tabla 5.2 Kg armadura en cada zapata.

A diferencia de lo expuesto en el apartado 5.2 en relación con el volumen de hormigón, las variaciones de armadura son mucho más significativas. En la tabla 5.3 se muestra la reducción que ofrecen las geometrías hexagonal, octogonal y circular respecto a la cimentación con planta cuadrada. Nótese que en este caso, las reducciones son de entre el 25 y el 40 %.

	Cuadrada	Hexagonal	Octogonal	Circular
Reducción armadura (kg)	0	12723	15217	20476
Reducción armadura (%)	0	24,9	29,7	40

Tabla 5.3 Disminuciones de armadura respecto a la zapata con geometría en planta cuadrada.

5.3.2 Distribución de la armadura en cada zapata

La figura 5.5 ilustra la repartición de armadura según el esfuerzo para el que ha sido diseñado dentro de cada una de las zapatas estudiadas. Cabe destacar, que la distribución de la armadura entre esfuerzos se mantiene en porcentajes muy similares en todas las geometrías. Estos porcentajes son: 60-70 % de armadura a flexión, 20-26 % de armadura a cortante y 10-14 % de armadura a flexión en la cara superior.

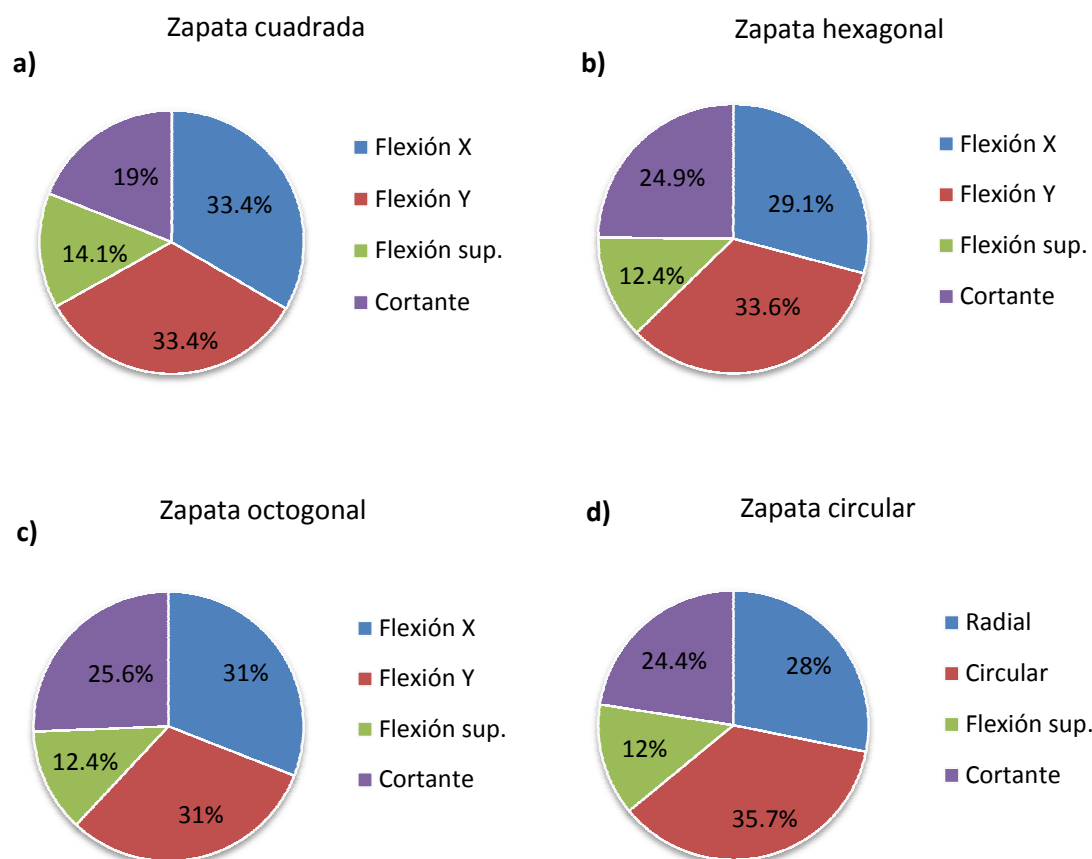


Figura 5.5 Distribución de la armadura en cada zapata: a) zapata cuadrada, b) zapata hexagonal, c) zapata octogonal, d) zapata circular.

Tal y como se aprecia en la figura 5.5, la distribución de la armadura a flexión en la cara inferior, es la misma en dirección x y en dirección y. Sin embargo, ello no se cumple para la zapata hexagonal puesto que, como se vio en durante su dimensionamiento en el capítulo 4, la simetría respecto de su eje x, no coincide con la simetría respecto de su eje y. Por consiguiente, tanto la sección de referencia para el cálculo a flexión como los esfuerzos que ésta debe resistir son diferentes, dando lugar a cuantías de armadura también distintas.

5.4 Valoración económica orientativa

La obra civil de un aerogenerador plantea costes bien diferenciados según las dimensiones de la estructura, el material de la torre y el procedimiento constructivo, entre otros. De todos modos, la cimentación representa siempre un elevado porcentaje del presupuesto debido a sus grandes dimensiones. Por ejemplo, en el *Proyecto de cimentación y torre eólica de gran altura en hormigón* [7], el coste de la cimentación supone un 26% del presupuesto de la obra civil, en cambio, para el *Proyecto de lanzamiento de un nuevo sistema de torres de aerogeneradores* [18], el porcentaje es un 38% (ver tabla 5.4).

	<i>Proyecto de cimentación y torre eólica de gran altura en hormigón [7]</i>	<i>Proyecto de lanzamiento de un nuevo sistema de torres de aerogeneradores [18]</i>
Altura	100 m	100 m
Potencia instalada	3,5 MW	3,5 MW
Tipo de torre	Hormigón in-situ en forma troncocónica	Hormigón prefabricado en forma de trípode
Tipo de cimentación	Superficial octogonal	Superficial hexagonal
Precio torre	384.517 €	270.000 €
Precio cimentación	98.000 €	103.800 €

Tabla 5.4 Características generales.

Debido a la importancia del elemento de cimentación en el presupuesto de obra civil, se ha creído conveniente estimar el ahorro que supone adaptar la cimentación a una u otra de las geometrías estudiadas. Para ello, se contabilizarán los costes de las tres partidas más representativas del precio de la cimentación: volumen de hormigón, kg de acero y superficie de encofrado. En la tabla 5.5, se recogen las partidas de obra extraídas del banco de precios de GISA del año 2012.

Partida de obra	Precio
Hormigón HA-25 para cimientos y encepados, incluida colocación, vibrado y curado	86.99 €/m ³
Acero B 500 S en barras corrugadas de límite elástico no menor de 500 N/mm ² , colocado	0.92 €/kg
Encofrado y desencofrado curvo en paramento no visto	52.37 €/m ²
Encofrado y desencofrado plano en paramento no visto	32,96 €/m ²

Tabla 5.5 Partidas de obra de GISA, año 2012.

Según las mediciones extraídas del dimensionamiento de las cuatro zapatas estudiadas y aplicados los precios del banco de GISA 2012, el importe para cada geometría en planta es el mostrado en la tabla 5.6.

Zapata cuadrada				
Descripción	u	Medición	Precio	Importe
Hormigón HA-25 para cimientos y encepados, incluida colocación, vibrado y curado	m³	445,45	86,99	38749,70
Acero B 500 S en barras corrugadas de límite elástico no menor de 500N/mm2, colocado	kg	50754	0,92	46693,68
Encofrado y desencofrado plano en paramento no visto	m²	67,2	32,96	2214,91
IMPORTE TOTAL		87.658,3 €		
Zapata hexagonal				
Descripción	u	Medición	Precio	Importe
Hormigón HA-25 para cimientos y encepados, incluida colocación, vibrado y curado	m³	427,55	86,99	37192,57
Acero B 500 S en barras corrugadas de límite elástico no menor de 500 N/mm², colocado	kg	38454	0,92	35377,68
Encofrado y desencofrado plano en paramento no visto	m²	61,2	32,96	2017,15
IMPORTE TOTAL		74.587,4 €		
Zapata octogonal				
Descripción	u	Medición	Precio	Importe
Hormigón HA-25 para cimientos y encepados, incluida colocación, vibrado y curado	m³	418,7	86,99	36422,71
Acero B 500 S en barras corrugadas de límite elástico no menor de 500 N/mm2, colocado	kg	35960	0,92	33083,2
Encofrado y desencofrado plano en paramento no visto	m²	59,2	32,96	1951,23
IMPORTE TOTAL		71.457,1 €		
Zapata circular				
Descripción	u	Medición	Precio	Importe
Hormigón HA-25 para cimientos y encepados, incluida colocación, vibrado y curado	m³	412,3	86,99	35865,98
Acero B 500 S en barras corrugadas de límite elástico no menor de 500 N/mm², colocado	kg	30701	0,92	28244,92
Encofrado y desencofrado curvo en paramento no visto	m²	57,18	52.37	2994,52
IMPORTE TOTAL		67.105,42 €		

Tabla 5.6 Precios estimados para cada zapata.

Obtenidos los importes de las tres partidas más representativas del coste de la cimentación, puede apreciarse que la cimentación con geometría cuadrada, es con diferencia la menos económica. Adoptar una geometría hexagonal supondría, en comparación a la zapata cuadrada, un ahorro de 13.000 € aproximadamente. Entre la solución hexagonal y octogonal, no existen grandes diferencias, pues únicamente supone un ahorro de 3.000 € optar por la zapata octogonal. En parecida tesitura se encuentra la cimentación circular, cuya elección

supone un ahorro de 20.000, 7.500 y 4.500 € respecto de las zapatas con geometrías en planta cuadrada, hexagonal y octogonal respectivamente.

Sin embargo, en parques eólicos de grandes dimensiones y con gran número de torres, la diferencia podría llegar a ser importante. Por ejemplo, de proyectarse un parque eólico de 80 MW, con aerogeneradores de 3,5 MW de potencia como el escogido en el presente estudio, adoptar una solución circular en lugar de una octogonal propiciaría un ahorro superior a 100.000 €. Ello equivale al coste de una cimentación adicional. En la figura 5.6 se representan gráficamente los resultados obtenidos.

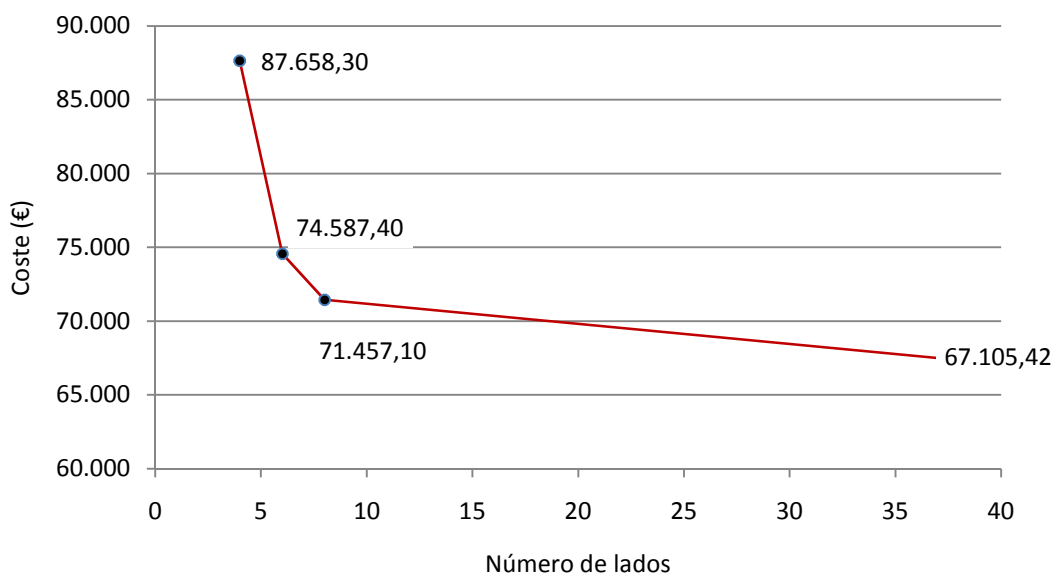


Figura 5.6 Coste de las partidas más representativas.

Por último, añadir que las diferencias en materia económica están fundamentalmente ligadas al ahorro de armadura. En lo que respecta al hormigón, las diferencias son poco determinantes. En cuanto al encofrado, se ha tenido en cuenta que el encofrado curvo suele ser más caro que el plano. Ello va en detrimento de la cimentación circular aunque el importe final de la ejecución de la zapata sigue siendo menor al de las demás geometrías.

CAPÍTULO 6.

CONCLUSIONES

Conclusiones

Valorados los resultados obtenidos, y en consideración de información teórica capaz de apuntalar el estudio que se ha llevado a cabo en el presente trabajo, se procederá en este último capítulo a exponer las conclusiones que ofrece el análisis comparativo de las zapatas con plantas: cuadrada, hexagonal, octogonal y circular, bajo el contexto de las cargas transmitidas por un aerogenerador de 100 metros de altura.

- La naturaleza de las cargas actuantes, revela que el esfuerzo más determinante es el momento flector causado por el viento. Dicho momento flector no es únicamente de una gran magnitud, sino que provoca tal excentricidad de cargas, que es capaz de generar el despegue de parte de la cimentación. Consecuentemente, en determinadas situaciones el área colaborante de la zapata es menor a la superficie total de la misma.
- Para el terreno supuesto, el criterio predominante en el dimensionamiento de la cimentación ha sido tanto la tensión admisible (σ_{adm}) del terreno, como la estabilidad frente a vuelco. Los valores obtenidos para ambos ELU han sido muy cercanos a los admisibles. En terrenos de mayor capacidad portante (situación habitual), el criterio de

diseño más determinante sería la estabilidad frente a vuelco. Para fustes metálicos (3 veces menos pesados), la componente estabilizadora es mucho menor, por lo que el factor de seguridad al vuelco sería, sin lugar a dudas, mucho más restrictivo que la calidad del terreno.

- La acción del viento, aún caracterizándose por unas direcciones predominantes, puede actuar en cualquier dirección, generando, en los vértices de las cimentaciones, picos de tensión sobre el terreno. Aumentar el número de lados de la cimentación, hace que ésta presente tensiones más uniformes en todo su contorno. Este hecho conlleva menores áreas en la base de la zapata, y por consiguiente, menores volúmenes de hormigón.
- La armadura necesaria se distribuye para cualquiera de las geometrías de la siguiente manera: un 60-70% para resistir la flexión en la cara inferior, un 20-25% para el cortante y entre el 12 y el 14% para la flexión en la cara superior.
- Las cantidades de armadura son siempre menores a medida que aumenta el número de lados de la zapata. Obteniendo para el caso circular, donde se ha dispuesto la armadura de la cara inferior de manera radial y circular, una enorme reducción de armadura. Respecto de la cimentación con planta cuadrada, se requiere un 25, 30 y 40% menos de armadura, para las geometrías hexagonal, octogonal y circular respectivamente.
- Las variaciones de precio entre una y otra geometría, se deben fundamentalmente a las grandes variaciones de armadura. El ahorro estimado respecto a la geometría cuadrada es de 4.500, 7.500 y 20.000€ para las geometrías hexagonal, octogonal y circular respectivamente.

En base a todas estas consideraciones, se concluye que para el aerogenerador tipo de 100 metros de altura y potencia 3,5 MW, **la cimentación superficial con geometría en planta circular es la que mejores resultados ofrece a nivel estructural y económico.** Donde:

- El efecto de las fuerzas que actúan es el mismo para todas las direcciones de viento. Con cimentaciones en cruz o poligonales, se dan presiones en el terreno que, en las zonas de las esquinas, llevan a grandes cargas sobre el terreno.
- La forma circular reduce considerablemente el volumen de hormigón y de acero que se necesita. Por el contrario, requiere de encofrado curvo, siendo este más caro que el encofrado plano.
- Por otro lado, el hecho de disponer armadura radial, obliga a que la interfaz de conexión torre-cimentación sea una estructura tubular de acero que queda embebida en el hormigón. De no ser así, los diferentes radios que conforman la armadura se solaparían en el centro de la zapata.

Otras consideraciones:

- Según el estudio llevado a cabo por *Civil Serve Academy*, este tipo de estructuras se diseñan en suelos de buena calidad, por lo que la excentricidad de las cargas (vuelco) es quien habitualmente gobierna el diseño de las mismas y no el ELU de hundimiento [20].
- Otras empresas relacionadas con el diseño de aerogeneradores también conciben la geometría circular como la óptima [21].

Perspectivas de futuro:

El continuo afán por la innovación en el diseño de cimentaciones para aerogeneradores, está propiciando la aparición de soluciones más sofisticadas a las estudiadas en este documento. Un ejemplo de ello es la cimentación que diseñó *Alstom Wind* para el parque eólico de la Collada inaugurado en 2009, en Tarragona. Para este parque, propusieron una cimentación de mayor profundidad a lo habitual (hasta 4 metros), con planta octogonal y estructura nervada. Este soporte, más bien característico de cimentaciones offshore, busca optimizar el aprovechamiento del efecto estabilizador del peso del terreno y así ahorrar material.

Por último, añadir que los emplazamientos onshore de mejores condiciones están prácticamente agotados y requieren de mayores alturas que los offshore, para desarrollar una misma potencia. Por esa razón, los próximos avances están en mayor medida ligados a la explotación offshore, concretamente en localizaciones más profundas, debido a la dificultad de encontrar terrenos en aguas someras con buen viento.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] David Ruyet, Documentación de la asignatura de 5º curso de Ingeniería Industrial, Tecnología eléctrica *“Introducción a la producción de electricidad a partir de las fuentes de energía renovables. II: Energía eólica”* IQS, 2011-2012.
- [2] Baromètre Éolien, *“Wind Power Barometer”* – EurObserv’er, Febrero de 2012.
- [3] Ecovive. Artículos y Noticias Verdes. *“La energía Eólica en España”*. www.ecovive.com.
- [4] Elaboración gráfica por Wikipedia.
- [5] Ton van der Wekken y Fred Wien con la colaboración de Víctor Criado, UPM Madrid. *“Energía Eólica”*. Kema.
- [6] The Concrete Centre & Gifford. *“Concrete Towers for Onshore and Offshore Wind Farm, Conceptual Design Studies”*. 2007.
- [7] Jesús Villar Juan. *“Proyecto de cimentación y torre eólica de gran altura en hormigón”*. Proyecto Final de Carrera, UPC, 2005.
- [8] Henrik Svensson. *“Design of foundations for wind turbines”*. Master’s dissertation, Lund University, Sweden 2010.
- [9] Iñigo J. Losada. Seminario de gestión ambiental *“La energía eólica marina: conceptos y retos tecnológicos”*. IH Cantabria.
- [10] The Concrete Centre. *“Concrete solutions for offshore and onshore wind farms”*. 2005.
- [11] Forewind news. *“Met masts to use innovative foundation design”*. Noviembre de 2011.
- [12] News Europe, Offshore wind. *“Japan launches offshore wind trial”*. Marzo de 2012.
- [13] Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08). Comisión Permanente del Hormigón. Ministerio de Fomento. 3ª edición, 2009.
- [14] Código Técnico de la edificación (CTE). Documento básico. Seguridad estructural, Cimientos. Modificado RD 1371/2007 de 23/10/2007 y corrección errores BOE 25/1/2008.
- [15] Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera. Ministerio de Fomento, 2002.
- [16] Det Norske Veritas and Riso National Laboratory. *“Guidelines For Design of Wind Turbines”*. Second Edition. Denmark 2002.
- [17] Documentación de la asignatura de 2º curso de Ingeniería Técnica de Obras Públicas, Geotecnia *“Cimentaciones superficiales”*.

- [18] Albert de la Fuente Antequera. *“Proyecto de lanzamiento de un nuevo sistema de torres de aerogeneradores”*. Proyecto Final de Carrera, UPC, 2007.
- [19] José Calavera Ruiz. *“Cálculo de estructuras de cimentación”*. 4ª edición, Instituto Técnico de Materiales y Construcciones INTEMAC. Marzo de 2000.
- [20] M. Saucedo, J. Torrico y P.Peralta. *“Análisis geotécnico de una cimentación para turbina de energía eólica”*. Civil Serve Academy. Junio de 2009.
- [21] Aerogeneradores Enercon. *“Tecnología en fabricación, montaje y mantenimiento”*. Marzo de 2009.
- [22] Fernando Muzás Labad. *“Consideraciones sobre la elección del coeficiente de balasto”*. Revista de obras públicas. Noviembre de 2002.

ANEJO A.

Cálculo de zapatas

En este anejo se detalla el procedimiento seguido para el dimensionamiento de las zapatas con planta cuadrada, octogonal y circular. La metodología de base es la misma que la desarrollada en el capítulo 4 del presente documento para la cimentación con geometría hexagonal.

ZAPATA CUADRADA

Definición geométrica:

L (m)	D_i (m)	D_c (m)	D_f (m)	H_t (m)	H_b (m)	A (m ²)	V_h (m ³)
16,8	16,8	23,76	7,5	2	1	282,24	445,45

Tabla A.1 Definición geométrica de la zapata cuadrada.

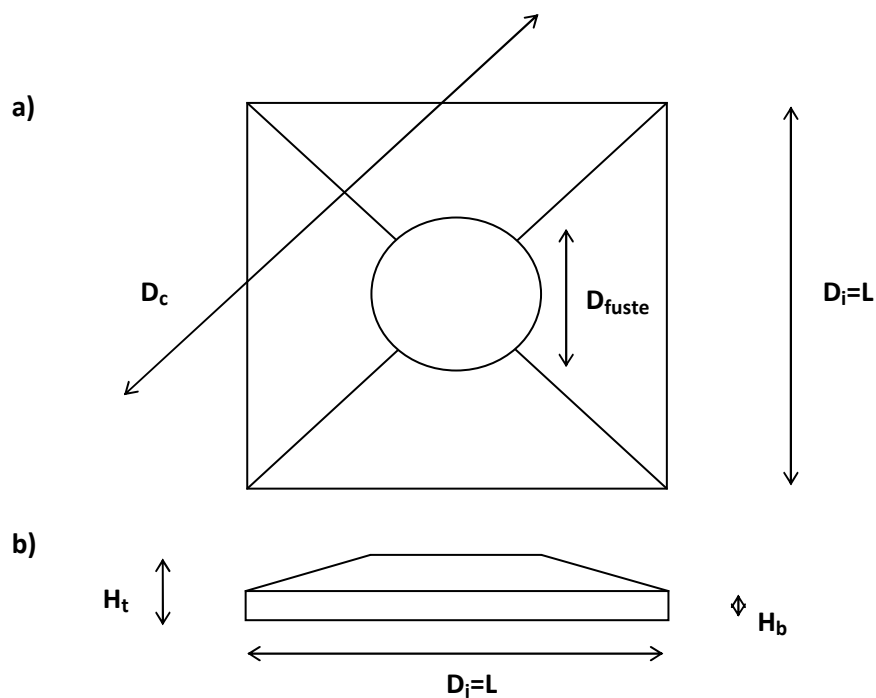


Figura A.1 Zapata cuadrada: a) vista en planta, b) vista en alzado.

Cargas:

Lugar de acción	N (KN)	F (KN)	M (KNm)
En la base de la torre	12000	1500	100000
En la base de la cimentación	25278,79	1500	103000

Tabla A.2 Cargas.

Factores de seguridad a vuelco y deslizamiento:

$$u = \frac{\frac{1}{2} \cdot N}{3 \cdot \sigma_{adm} \cdot B} = 1 \text{ m} \quad (\text{A.1})$$

$$FS_{vuelco} = \frac{M_{estab} \cdot 0,9}{M_{desestab} \cdot 1,5} = \frac{N \cdot (B - u) \cdot 0,9}{M \cdot 1,5} = 2,33 > 1 \quad (\text{A.2})$$

$$FS_{desliz} = \frac{F_{estab} \cdot 0,9}{F_{desestab} \cdot 1,5} = \frac{N \cdot \mu \cdot 0,9}{F \cdot 1,5} = 3,68 \geq 1 \quad (\text{A.3})$$

Se cumplen ambos factores de seguridad.

Hundimiento:

$$e_{des} = 2,8 < 4,07 = e \quad \text{Existe despegue.}$$

s (m)	7,72
A' (m²)	222,64
X_g (m)	1,80
I_y' (m⁴)	3016,20
Y_{max} (m)	10,08
Y_{min} (m)	5,96
W_{min} (m³)	299,31
Y_{max} (m)	505,93
e' (m)	2,27
e' + X_g (m)	4,07
σ_{max} (KPa)	305,45
σ_{min} (KPa)	0

Tabla A.3 Resultados tras el despegue.

$$\sigma_{max} = 305,45 \text{ KPa} < 312,5 \text{ KPa} = \sigma_{adm} \cdot 1,25$$

$$\sigma_{med} = 152,73 \text{ KPa} < 250 \text{ KPa} = \sigma_{adm}$$

Se cumplen las limitaciones tensionales del terreno.

Armadura a flexión en la cara inferior:

Cargas de diseño ELU		
N_d (KN)	M_d (KNm)	e_d (m)
34126,36	154500	4,53

Tabla A.4 Cargas de diseño.

Cálculo de las tensiones bajo la zapata con cargas mayoradas:

s (m)	8,85
A' (m²)	203,92
X_g (m)	2,30
I_y' (m⁴)	2421,65
Y_{max} (m)	9,58
Y_{min} (m)	5,33
W_{min} (m³)	454,68
Y_{max} (m)	252,71
e' (m)	2,23
e'+ X_g (m)	4,53
σ_{max} (KPa)	468,59
σ_{min} (KPa)	0

Tabla A.5 Resultados tras el despegue.

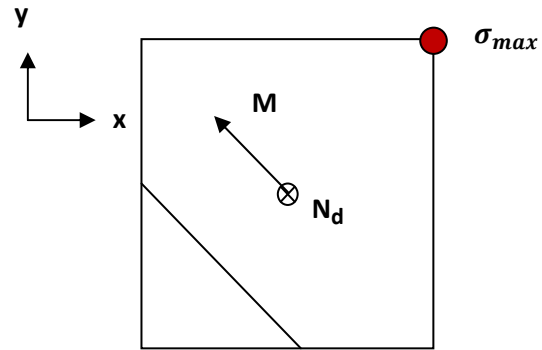


Figura A.2 Vista en planta de la zapata.

Ley de flectores descompuesta:

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_x \cdot B \cdot (B - x)^2 \quad (\text{A.4})$$

$$M_2 = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_{max} - \sigma_x) \cdot (B - x)^2 \cdot B \quad (\text{A.5})$$

$$M_{Horm} = \frac{1}{2} \cdot 25 \cdot B \cdot (B - x)^2 \quad (\text{A.6})$$

$$M_{Tierra} = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot B \cdot (B - x)^2 \quad (\text{A.7})$$

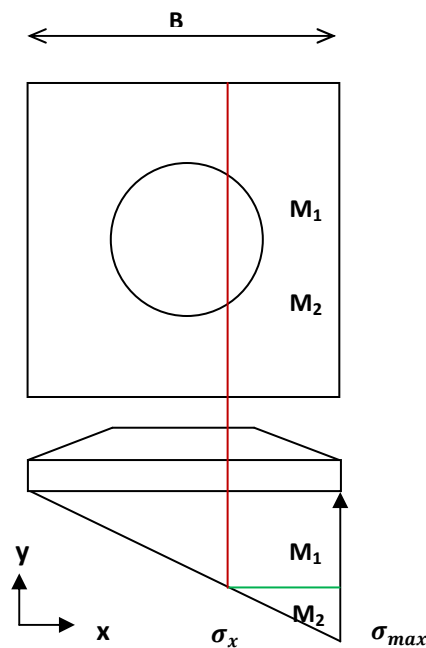


Figura A.3 Descomposición del flector bajo la zapata.

Valor del flector en la sección de referencia:

M₁ (KNm)	91980,32
M₂ (KNm)	22447,49
M_{horm} (KNm)	-6703,73
M_{tierras} (KNm)	-4826,68
M_d (KNm)	98861,76

Tabla A.6 Valor de los flectores en la sección de referencia.

Definición geométrica de la sección de referencia:

b₁ (m)	5,1
b₂ (m)	16,8
d (m)	1,965
A_{sec} (m²)	27,75

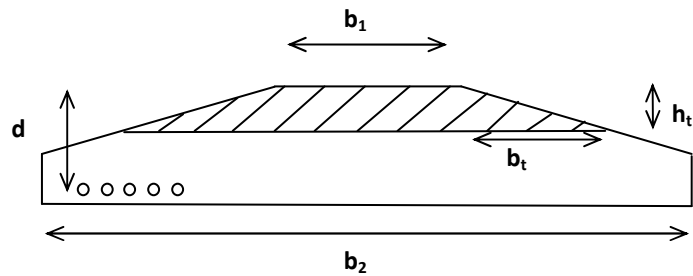


Figura A.4 Definición geométrica de la sección de referencia.

Cuantía de armadura:

M_d (KNm)	98861,76
f_{cd} (KNm)	16,67
f_{yd} (MPa)	434,78
Y_n (m)	0,442
U_{s1} (KN)	56617,99
A_{s,nec} (cm²)	1302,21
A_{s,mec} (cm²)	268,31
A_{s,geom} (cm²)	499,5
n°φ32	162
S_m (cm)	10
Total kg	17110,80

Tabla A.7 Armadura a flexión en la cara inferior.

Armadura de cortante:

Valores en la sección de diseño:

V₁ (KN)	13532,17
V₂ (KN)	3155,54
V_{pp} (KN)	-2192,37
V_{rd} (KN)	14495,34

Tabla A.8 Valores del cortante en la sección de referencia.

Perímetro resistente a cortante y descomposición de la ley de cortantes:

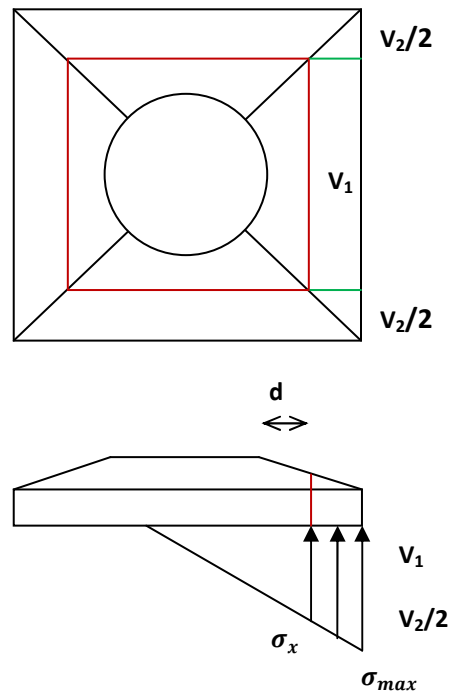


Figura A.5 Descomposición del cortante

Cuantía de armadura:

V_{rd} (KN/m)	1429,07
ξ	1,375
ρ_l	0,00545
f_{cv} (MPa)	25
V_{cu} (KN/m)	560,53
V_{su} (KN/m)	798,86
A_{st} (cm²/m)	14,36
$A_{st,min}$ (cm²/m)	8,34
s_t (cm)	21
s_{long} (cm)	50
Total Kg	9719,81

Tabla A.9 Armadura a cortante.

Armadura superior de flexión:

Visto que para la geometría cuadrada, en caso de disponer la armadura superior de forma abanicada, no se cumple con las prescripciones de separación entre barras de la instrucción EHE-08, se ha optado por colocar la armadura de la cara superior de la zapata ortogonalmente.

La sección de cálculo considerada es la misma que para el cálculo de la armadura de flexión de la cara inferior.

M_d (KNm)	98861,76
f_{cd} (KNm)	16,67
f_{yd} (MPa)	434,78
U_{s1} (KN)	56617,99
A_{snec} (cm ²)	275,45
$n^{\circ}\phi 16$	274
S_m (cm)	6
Total kg	7235,12

Tabla A.10 Armadura a flexión en la cara superior.

ZAPATA OCTOGONAL

Definición geométrica:

L (m)	D_i (m)	D_c (m)	D_f (m)	H_t (m)	H_b (m)	A (m ²)	V_h (m ³)
7,4	18,87	19,34	7,5	2	1	264,4	418,7

Tabla A.11 Definición geométrica de la zapata octogonal.

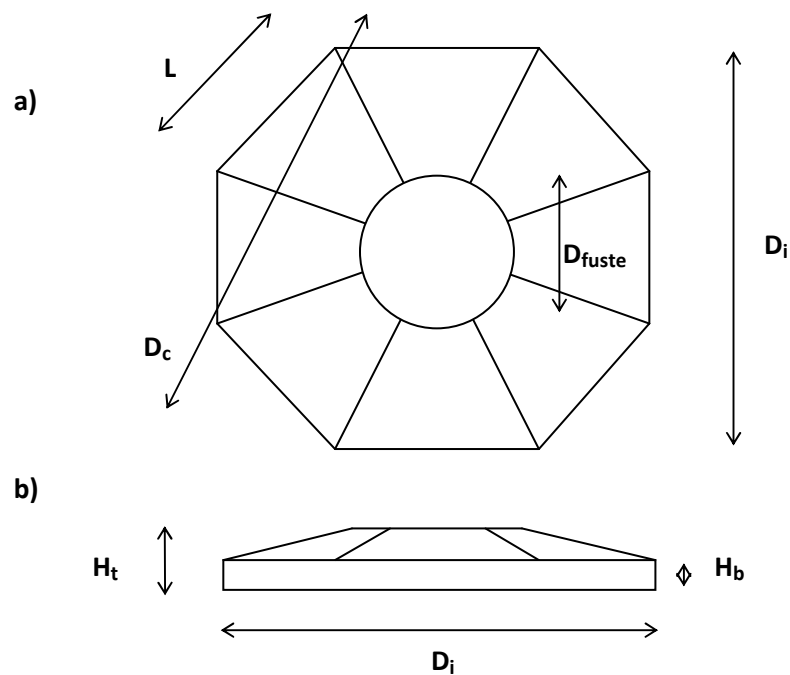


Figura A.6 Zapata octogonal: a) vista en planta, b) vista en alzado.

Cargas:

Lugar de acción	N (KN)	F (KN)	M (KNm)
En la base de la torre	12000	1500	100000
En la base de la cimentación	24449,44	1500	103000

Tabla A.12 Cargas.

Factores de seguridad a vuelco y deslizamiento:

$$u = \frac{\frac{1}{2} \cdot N}{3 \cdot \sigma_{adm} \cdot (L + 2 \cdot u \cdot \tan 30^\circ)} \quad (A.8)$$

$$u = 1,54m$$

$$FS_{vuelco} = \frac{M_{estab} \cdot 0,9}{M_{desestab} \cdot 1,5} = \frac{N \cdot \left(\frac{D_i}{2} - u\right) \cdot 0,9}{M \cdot 1,5} = 1,05 > 1 \quad (A.9)$$

$$FS_{desliz} = \frac{F_{estab} \cdot 0,9}{F_{desestab} \cdot 1,5} = \frac{N \cdot \mu \cdot 0,9}{F \cdot 1,5} = 3,41 \geq 1 \quad (A.10)$$

Se cumplen ambos factores de seguridad.

Hundimiento:

$$e_{des} = 2,36 < 4,21 = e \quad \text{Existe despegue.}$$

s (m)	6,50
A' (m²)	189,31
X_g (m)	2,25
I_y' (m⁴)	2013,43
Y_{max} (m)	7,42
Y_{min} (m)	5,42
W_{min} (m³)	271,42
Y_{max} (m)	371,56
e' (m)	1,96
e' + X_g (m)	4,21
σ_{max} (KPa)	305,92
σ_{min} (KPa)	0

Tabla A.13 Resultados tras el despegue.

$$\sigma_{max} = 305,92 \text{ KPa} < 312,5 \text{ KPa} = \sigma_{adm} \cdot 1.25$$

$$\sigma_{med} = 152,96 \text{ KPa} < 250 \text{ KPa} = \sigma_{adm}$$

Se cumplen las limitaciones tensionales del terreno.

Armadura a flexión en la cara inferior:

Cargas de diseño ELU		
N_d (KN)	M_d (KNm)	e_d (m)
33006,74	154500	4,68

Tabla A.14 Cargas de diseño.

$$M_3 = \sigma_e \cdot L_x^2 \cdot \left(L_T - x - \frac{2 \cdot L_x}{3} \right) \quad (\text{A.13})$$

$$M_4 = (\sigma_{max} - \sigma_e) \cdot \frac{L_x^2}{2} \cdot \left(L_T - x - \frac{L_x}{2} \right) \quad (\text{A.14})$$

$$M_5 = \frac{1}{2} \sigma_x \cdot L_T \cdot (L_T - x - L_x)^2 \quad (\text{A.15})$$

$$M_6 = \frac{1}{3} (\sigma_e - \sigma_x) \cdot L_T \cdot (L_T - x - L_x)^2 \quad (\text{A.16})$$

$$M_{horm} = \gamma_h \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot L \cdot (L_T - x)^2 + L_x^2 \cdot \left(L_T - x - \frac{2 \cdot L_x}{3} \right) + L_x \cdot (L_T - x - L_x)^2 \right] \quad (\text{A.17})$$

$$M_{tierras} = \gamma_t \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot L \cdot (L_T - x)^2 + L_x^2 \cdot \left(L_T - x - \frac{2 \cdot L_x}{3} \right) + L_x \cdot (L_T - x - L_x)^2 \right] \quad (\text{A.18})$$

Valor del flector en la sección de referencia:

M₁ (KNm)	38386,23
M₂ (KNm)	17125,51
M₃ (KNm)	20505,60
M₄ (KNm)	9730,16
M₅ (KNm)	1949,26
M₆ (KNm)	194,46
M_{horm} (KNm)	-5498
M_{tierras} (KNm)	-3958,56
M_d (KNm)	75124,88

Tabla A.15 Valores del flector en la sección de referencia.

Definición geométrica de la sección de referencia:

b₁ (m)	5,1
b₂ (m)	13,28
b₃ (m)	17,86
d (m)	1,965
A_{sec} (m²)	29,54

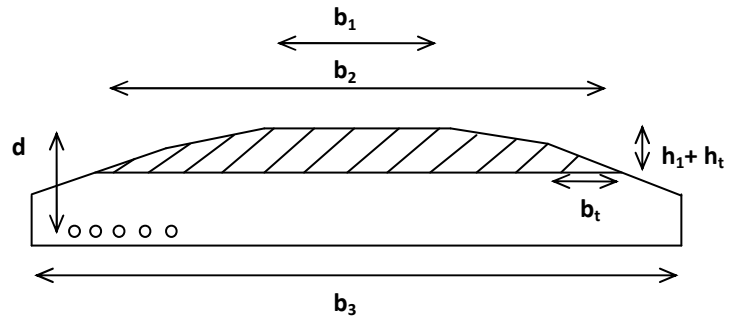


Figura A.9 Definición geométrica de la sección de referencia.

Cuantía de armadura:

M_d (KNm)	75124,88
f_{cd} (KNm)	16,67
f_{yd} (MPa)	434,78
Y_n (m)	0,336
U_{s1} (KN)	41664,66
A_{snec} (cm²)	958,29
$A_{s,mec}$ (cm²)	285,43
$A_{s,geom}$ (cm²)	531,72
$n^{\circ}\phi 25$	196
S_m (cm)	9
Total kg	11138,60

Tabla A.16 Armadura a flexión.

Armadura de cortante:

Perímetro resistente a cortante y descomposición de la ley de cortantes:

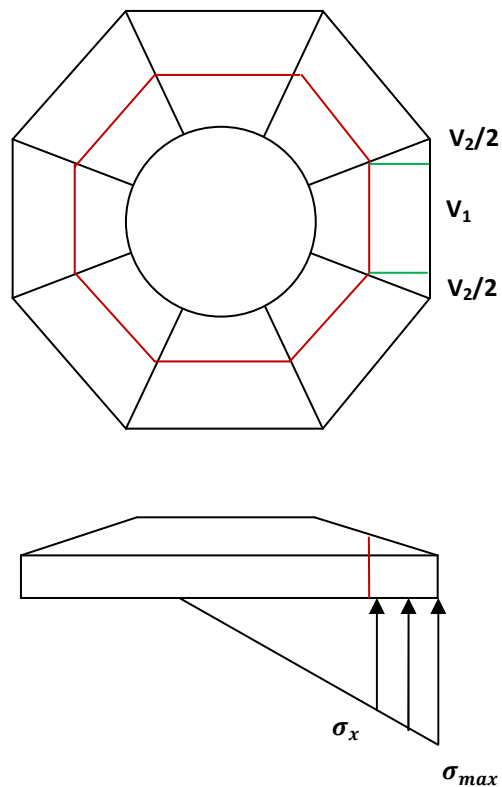


Figura A.10 Descomposición del cortante.

Valores en la sección de diseño:

V₁ (KN)	6350,86
V₂ (KN)	1782,54
V_{pp} (KN)	-1145,54
V_{rd} (KN)	6987,86

Tabla A.17 Valores del cortante en la sección de referencia.

Cuantía de armadura:

V_{rd} (KN/m)	1475,94
ξ	1,355
ρ_l	0,00340
f_{cv} (MPa)	25
V_{cu} (KN/m)	438,32
V_{su} (KN/m)	1037,62
A_{st} (cm²/m)	16,73
A_{st,min} (cm²/m)	8,34
s_t (cm)	20
s_{long} (cm)	50
Total Kg	9216,63

Tabla A.18 Armadura a cortante.

Armadura superior de flexión:

La sección de cálculo considerada es la misma que para el cálculo de la armadura a flexión de la cara inferior. Del mismo modo que en la zapata hexagonal, la armadura de la cara superior se distribuirá de forma abanicada.

M_d (KNm)	5943,65
U_{s1} (KN)	4389,55
A_{snec} (cm²)	70,73
n°ϕ16	282
s_m (cm)	8,1
Kg_{abanicada}	2588,73
Kg_{mallazo}	1877,25
Total Kg	4465,98

Tabla A.19 Armadura a flexión en la cara superior.

ZAPATA CIRCULAR**Definición geométrica:**

L (m)	D _i (m)	D _c (m)	D _f (m)	H _t (m)	H _b (m)	A (m ²)	V _h (m ³)
9,1	18,2	18,2	7,5	2	1	260,16	412,3

Tabla A.20 Definición geométrica de la zapata circular.

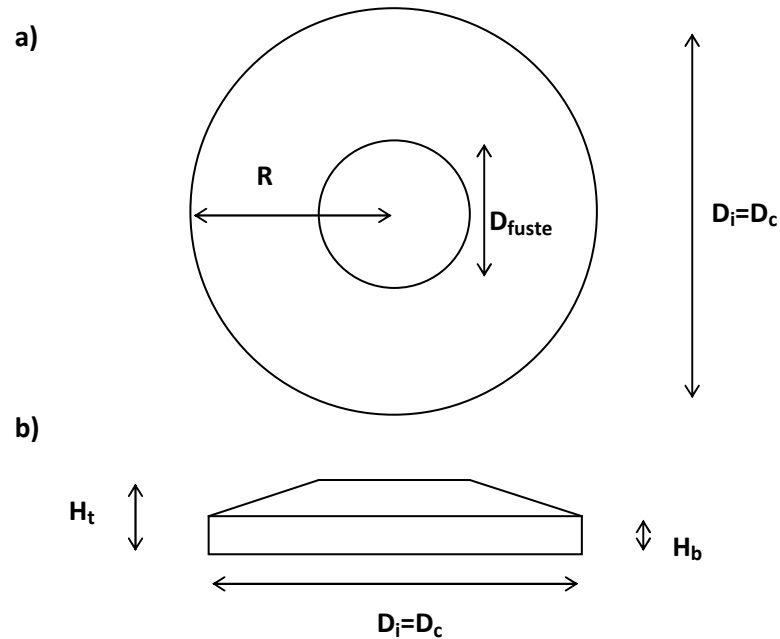


Figura A.11 Zapata circular: a) vista en planta, b) vista en alzado.

Cargas:

Lugar de acción	N (KN)	F (KN)	M (KNm)
En la base de la torre	12000	1500	100000
En la base de la cimentación	24251,85	1500	103000

Tabla A.21 Cargas.

Factores de seguridad a vuelco y deslizamiento:

$$u = \frac{\frac{1}{2} \cdot Fz}{3 \cdot \sigma_{adm} \cdot 2 \cdot \sqrt{R^2 - (R - u)^2}} \quad (\text{A.19})$$

$$u = 1,58m$$

$$FS_{vuelco} = \frac{M_{estab} \cdot 0,9}{M_{desestab} \cdot 1,5} = \frac{N \cdot \left(\frac{D_i}{2} - u\right) \cdot 0,9}{M \cdot 1,5} = 1,06 > 1 \quad (\text{A.20})$$

$$FS_{desliz} = \frac{F_{estab} \cdot 0,9}{F_{desestab} \cdot 1,5} = \frac{N \cdot \mu \cdot 0,9}{F \cdot 1,5} = 3,39 \geq 1 \quad (A.21)$$

Se cumplen ambos factores de seguridad.

Hundimiento:

$$e_{des} = 2,28 < 4,25 = e \quad \text{Existe despegue.}$$

El despegue sufrido y la consecuente tensión máxima sobre el terreno son:

s (m)	6,14
A' (m²)	182,98
X_g (m)	2,32
I_y' (m⁴)	1859,01
Y_{max} (m)	6,78
Y_{min} (m)	5,28
W_{min} (m³)	274,25
Y_{max} (m)	351,98
e' (m)	1,92
e' + X_g (m)	4,25
σ_{max} (KPa)	302,82
σ_{min} (KPa)	0

Tabla A.22 Resultados tras el despegue.

$$\sigma_{max} = 302,82 \text{ KPa} < 312,5 \text{ KPa} = \sigma_{adm} \cdot 1.25$$

$$\sigma_{med} = 151,41 \text{ KPa} < 250 \text{ KPa} = \sigma_{adm}$$

Se cumplen las limitaciones tensionales del terreno.

Armadura a flexión en la cara inferior:

Cargas de diseño ELU		
N_d (KN)	M_d (KNm)	e_d (m)
32740	154500	4,72

Tabla A.23 Cargas de diseño.

Cálculo de las tensiones bajo la zapata con cargas mayoradas:

s (m)	7,42
A' (m²)	160,48
X_g (m)	2,97
I_{y'} (m⁴)	1304,09
Y_{max} (m)	6,13
Y_{min} (m)	4,65
W_{min} (m³)	212,80
Y_{max} (m)	280,34
e' (m)	1,75
e'+ X_g (m)	4,72
σ_{max} (KPa)	472,82
σ_{min} (KPa)	0

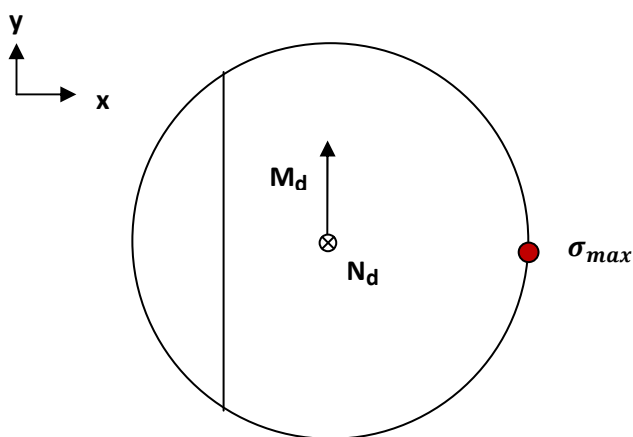


Tabla A.24 Resultados tras el despegue.

Figura A.12 Vista en planta.

Se distribuirá la armadura de la cara inferior de manera radial y circular. De este modo, se optimiza la cuantía colocada y se dota a la cimentación de la capacidad de trabajar igual en todas direcciones. La armadura radial se calcula mediante la formulación expuesta en el apartado 3.2.4.1. Sin embargo, el diseño de la armadura circular se lleva a cabo según la formulación expuesta en el anejo B, extraída de J. Calavera *Cálculo de estructuras de cimentación* [19].

Armadura radial:

Ley de flectores y valores en la sección de referencia:

$$M_1 = \sigma_x \cdot \frac{L^2}{2} \quad (\text{A.19})$$

$$M_2 = (\sigma_{max} - \sigma_x) \cdot \frac{L^2}{3} \quad (\text{A.12})$$

$$M_{horm} = \gamma_h \cdot L \cdot \gamma_c \quad (\text{A.13})$$

$$M_{tierras} = \gamma_t \cdot L \cdot \gamma_c \quad (\text{A.14})$$

M₁ (KNm/m)	3917,33
M₂ (KNm/m)	3743,54
M_{horm} (KNm/m)	-214,31
M_{tierras} (KNm/m)	-154,31
M_d (KNm/m)	7292,25

Tabla A.25 Valores del flector en la sección de referencia.

Cuantía de armadura:

M_d (KNm/m)	7292,25
f_{cd} (KNm)	16,67
f_{yd} (MPa)	434,78
U_{s1} (KN/m)	3949,42
$A_{s,nec}$ (cm ² /m)	90,83
$A_{s,mec}$ (cm ² /m)	19,98
$A_{s,geom}$ (cm ² /m)	36
$n^{\circ}\phi 25$	320
S_m (cm)	5,4
Total kg	7830,06

Tabla A.26 Armadura radial.

Armadura circular:

Se ha calculado haciendo uso de la formulación expuesta en el Anejo B.

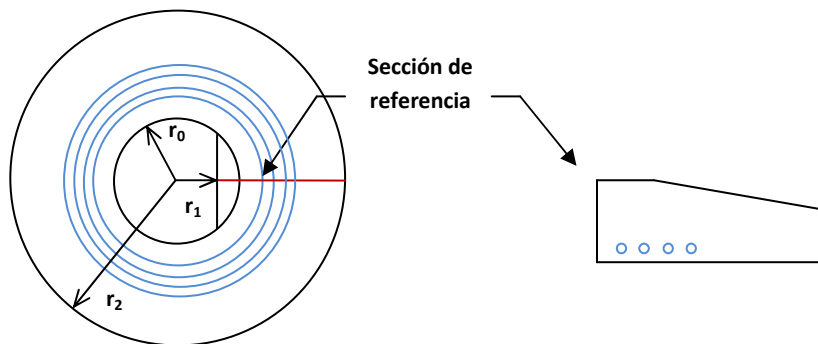


Figura A.13 Sección de referencia.

r_1 (m)	2,75	J	8,91
r_2 (m)	9,1	k_c	10967,20
r_0 (m)	3,75	E_{ci}	29669692,6
A' (m ²)	260,16	ξ	28473,29
I' (m ⁴)	5385,86	θ	0,00089
A_{sec} (m ²)	15,53	α	0,0032
I_{sec} (m ⁴)	4,52	M_{ϕ} (KNm)	31891,57
k_{30} (kg/cm ³)	4	U_{s1} (KN)	16354,65
f_{cd} (MPa)	16,67	$A_{s,nec}$ (cm ²)	376,16
f_{yd} (MPa)	434,78	$n^{\circ}\phi 25$	77
β	0,29	kg	10943,28

Tabla A.27 Armadura circular.

Armadura de cortante:

V₁ (KN/m)	1335,26
V_{pp} (KN/m)	194,47
V_{rd} (KN/m)	1140,79
ξ	1,354
ρ_l	0,00256
f_{cv} (MPa)	25
V_{cu} (KN/m)	401,58
V_{su} (KN/m)	739,21
A_{st} (cm²/m)	12,01
A_{st,min} (cm²/m)	8,34
s_t (cm)	17-40
s_{long} (cm)	50
Total Kg	7490,68

Tabla A.28 Armadura a cortante.

Armadura superior de flexión:

La sección de cálculo considerada es la misma que para el cálculo de la armadura a flexión de la cara inferior. Del mismo modo que en la zapata hexagonal, la armadura de la cara superior se distribuirá de forma abanicada.

M_d (KNm/m)	1008,06
U_{s1} (KN/m)	517,09
A_{snec} (cm²)	280,23
n^oφ16	180
s_m (cm)	9,6
Kg_{abanicada}	1804,04
Kg_{mallazo}	1871,04
Total Kg	3675,07

Tabla A.29 Armadura a flexión en la cara superior.

ANEJO B

Formulación armadura circular

Según lo establecido en el libro de J. Calavera *Cálculo de estructuras de cimentación* [19], la solución de zapata circular flexible es un caso particular de la zapata anular expuesta en el capítulo 15 de su libro.

Se parte del caso general de cimiento anular y se supone que el radio r_0 de la superficie media de apoyo de la construcción en el anillo, coincide con la circunferencia lugar geométrico de los centros de gravedad de los sectores anulares correspondientes a un ángulo $d\phi$, como se indica en la figura B.1.

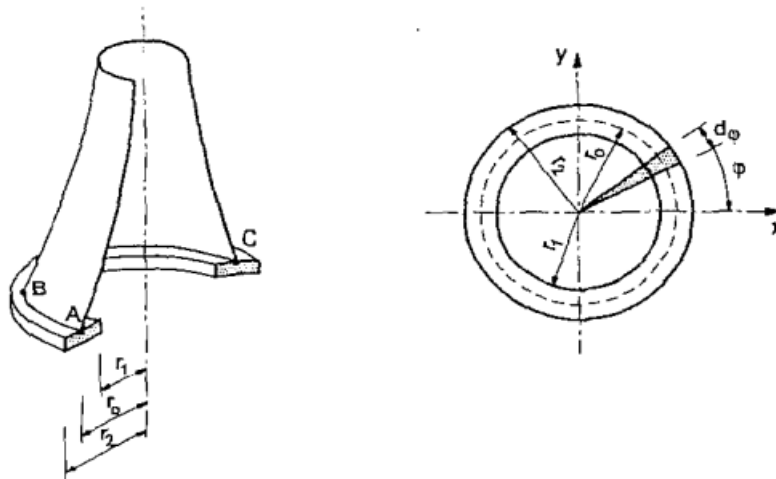


Figura B.1 a) vista en alzado, b) vista en planta.

Bajo acciones horizontales, además de verticales, se pueden considerar tres casos:

- Si el cimiento puede considerarse como infinitamente rígido, gira conjunta y solidariamente con la estructura un ángulo α , con reacción del suelo linealmente variable y flexión del cimiento exclusivamente radial.
- Si el cimiento puede considerarse como infinitamente flexible, la estructura gira un ángulo α como cuerpo rígido pero la zapata se torsiona para conservar la horizontalidad correspondiente a una reacción uniforme del suelo.
- En la práctica, se está en un caso intermedio, en que la rigidez, aun siendo elevada, es finita, y además de la flexión radial aparecen esfuerzos de flexión longitudinal, tangenciales y de torsión.

Un elemento diferencial de anillo está sometido a los esfuerzos indicados en la figura B.2.

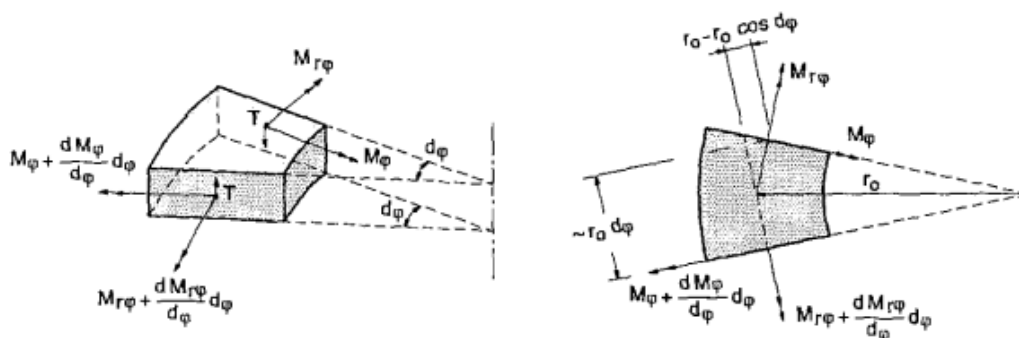


Figura B.2 Esfuerzos en el elemento diferencial de anillo.

Tras imponer las condiciones de equilibrio del elemento diferencial y desarrollar un extenso cálculo relacionando las deformaciones con las solicitaciones deduce, para la armadura circular, el proceso de cálculo siguiente:

Proceso operatorio de proyecto:

- Predimensionamiento del cimiento.
- Evaluación del módulo de balasto K_c mediante la ecuación B.1.

$$k_c = k_{30} \cdot \left(\frac{b + 0,3}{2 \cdot b} \right)^2 \quad (\text{B.1})$$

* k_{30} : coeficiente de balasto medido con plataforma de 30x30cm. Su valor, para estructuras horizontales localizadas en terrenos arenosos puede encontrarse en la tabla B.1.

Tipo de arena	$K_{30} \text{ (kg/cm}^3\text{)}$
Arena floja	1,28
Arena media	4,15
Arena densa	15,97

Tabla B.1 Coeficiente de balasto [22].

- Cálculo del momento M y del esfuerzo axil N transmitidos al cimiento.
- Cálculo de ξ mediante la ecuación B.2.

$$\xi = \frac{\pi \cdot (E \cdot I + G \cdot J)}{r_0 \cdot \left(I_s - \frac{r_0^2 \cdot A}{2} \right)} \quad (\text{B.2})$$

siendo J :

$$J = \beta \cdot d_1 \cdot d_2^3 \quad (\text{B.3})$$

* β : coeficiente función de las dimensiones de la sección. Puede encontrarse en la figura B.3.

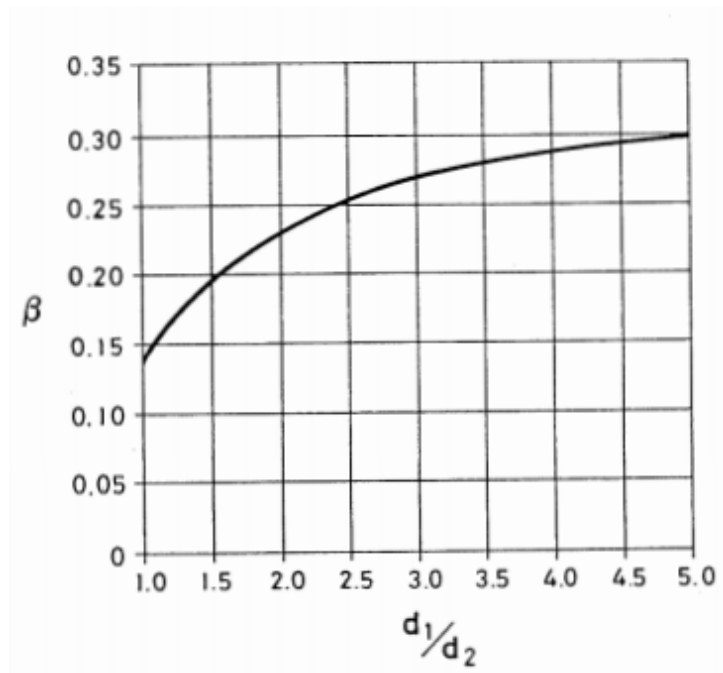


Figura B.3 Valores del coeficiente β .

e) Cálculo de θ_0 mediante la ecuación B.4.

$$\theta_0 = \frac{M}{\xi \cdot I_s + K_c \cdot \frac{r_0^2 \cdot A}{2}} \quad (\text{B.4})$$

f) Cálculo de α mediante la ecuación B.5.

$$\alpha = \theta_0 \cdot \left(1 + \frac{\xi}{K_c}\right) \quad (\text{B.5})$$

g) Cálculo de M_ϕ mediante la ecuación B.6.

$$M_\phi = \frac{E \cdot I \cdot \theta_0}{r_0} \quad (\text{B.6})$$

h) Armado del cemento para el valor M_ϕ .

Donde:

A : Área de la cimentación.

b : Lado de la cimentación.

d_1 : Dimensión transversal mayor del anillo.

d_2 : Dimensión transversal menor del anillo.

- E : Media del módulo tangente y secante de deformación del hormigón.
- G : Módulo de elasticidad transversal del hormigón.
- J : Módulo de torsión de la sección recta de anillo.
- I : Momento de inercia del anillo.
- I_s : Momento de Inercia de la sección de anillo.
- k_c : Coeficiente de balasto para cimentación cuadrada de lado b .
- r_0 : Radio hasta el centro de gravedad del diferencial de anillo.
- α : Inclinação del cimientto.
- θ_0 : Giro máximo del eje de la estructura.

